

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

В.М.ПОПЕЛЬНУХ, О.І.ЛУГЧЕНКО

**КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ ТА ГОЛОВНІ ЗАДАЧІ КУРСУ
“ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ’ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ”**

*(Практикум для вирішення задач для студентів
будівельних спеціальностей)*

Видання друге, доповнене

ХАРКІВ – ХНАМГ – 2009

УДК 624.011.1 (075.8)

Попельнух В.М., Лугченко О.І. Контрольні питання та головні задачі курсу
“Проектування дерев’яних конструкцій”. – Х.: ХНАМГ, 2009. – 113 с.

У практикумі, крім програми дисципліни «Проектування дерев’яних конструкцій», наведені питання і задачі, складені згідно з діючими нормами та правилами БНіП II-25-80 “Дерев’яні конструкції”, доповнені розділом VII «Просторові конструкції».

Практикумом можна користуватися на практичних заняттях, при самостійному вивченні студентами теоретичного курсу й для контролю знань студентів під час екзаменів.

Призначений для студентів будівельних спеціальностей, може бути корисним інженерно-технічним працівникам.

Рис. – 78. Табл. – 5. Бібліогр. – 5 назв.

Рецензент: В.Я.Жиляков, доцент кафедри будівельних конструкцій ХНАМГ.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол
№ 1 від 31.08.2009 р.

Програма дисципліни

ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ВСТУП

Короткий історичний огляд розвитку дерев'яних конструкцій в Україні й за кордоном. Сучасний стан, галузі застосування і перспективи розвитку конструкцій з деревини в будівництві. Творчість І.П.Кулібіна, Д.І.Журавського, В.Г.Шухова в галузі дерев'яних будівельних конструкцій.

1. Деревина – конструкційний матеріал для будівельних конструкцій.

Головні властивості, позитивні якості та види деревини й фанери як конструкційних матеріалів. Вологість деревини і засоби боротьби з її шкідливим впливом. Конструкційні й хімічні заходи захисту деревини від гниття, ураження дереворуйнуючими комахами та горіння. Тривалий опір руйнуванню і деформуванню деревини. Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій за граничними станами.

2. Елементи конструкцій суцільного перерізу і їх розрахунок.

Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій за першим і другим граничними станами.

3. З'єднання елементів конструкцій і їх розрахунок.

Основні види з'єднань дерев'яних конструкцій, вимоги до них і положення розрахунку. З'єднання на лобових врубках. Поняття про з'єднання на шпонках. З'єднання на нагелях. Особливості з'єднань цвяхами. З'єднання на металевих зубчастих пластинах. З'єднання на розтягнутих зв'язках. З'єднання на клею. Вклеєні стержні та їх розрахунок.

Елементи дерев'яних конструкцій складеного перерізу на піддатливих зв'язках та їх розрахунок.

4. Суцільні площинні конструкції.

Настили і лати, прогони. Конструкції балочного типу. Поняття про балки на цвяхах, клеєдощані балки й стояки. Розпірні конструкції. Клеєдощані арки, системи трикутного окреслення, рами. Положення розрахунку конструкцій, які виконані з декількох різних матеріалів. Клеєфанерні балки з плоскою і хвилястою стінкою. Тришарові панелі й плити.

5. Наскрізні площинні конструкції.

Основні типи. Балочні й розпірні конструкції. Ферми індустріального виготовлення та їх проектування.

6. Забезпечення просторової незмінності площинних конструкцій.

Основні схеми зв'язків та їх розрахунок. Використання жорсткості косих настилів і панелей покриттів. Робота площинних конструкцій при їх монтажі.

7. Просторові конструкції в покриттях.

Основні форми й конструкційні особливості просторових конструкцій. Розпирні склепіння, їхні види, конструювання і розрахунок. Структурні конструкції. Куполи, їхні види, конструювання й розрахунок.

8. Основні поняття про технологію виготовлення дерев'яних конструкцій.

Сушіння деревини – атмосферне, камерне та ін. Основне устаткування на виробництві клеєних дерев'яних конструкцій. Технологічні процеси виготовлення несучих і огорожуючих конструкцій з клеєної та суцільної деревини. Використання відходів.

9. Основи експлуатації конструкцій з деревини.

Інженерне спостереження за експлуатацією несучих та огорожуючих конструкцій. Основні принципи й способи підсилення дерев'яних несучих елементів, у тому числі при реконструкції будівель та споруд.

10. Основи економіки конструкцій з деревини.

Економічне обґрунтування конструкційних рішень. Система техніко – економічних показників. Критерії порівняльної ефективності.

Поняття про методику визначення матеріалоємкості, вартості й приведених витрат.

Додаткові елементи, що впливають на ефективність конструкцій з деревини.

РОЗДІЛ 1. МАТЕРІАЛИ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА

1. Користуючись БНіП II 25-80, визначити максимальну вологість деревини у неклеєних конструкціях тваринницьких будівель.
2. Яка максимальна вологість деревини у неклеєних конструкціях житлових та виробничих будівлях з відносною вологістю повітря до 60%?
3. Якою повинна бути вологість деревини при виготовленні шпонок, вкладишів, дерев'яних нагелів та інших дрібних деталей?
4. Яка гранична вологість деревини в неклеєних конструкціях гідротехнічних споруд?
5. Яка максимальна експлуатаційна температура для неклеєних дерев'яних конструкцій?
6. Те ж для клеєних конструкцій?
7. Які клеї рекомендуються для дерев'яних конструкцій, що працюють за умов відсутності води?
8. Те ж для конструкцій у будівлях з вологістю 60-75%?
9. Чим визначається сортність деревини?
10. За яких умов експлуатації дозволяється застосовувати клеєштирові з'єднання?
11. Діаметр колоди сосни довжиною 6 м у комлі складає 22 см. Який розрахунковий діаметр цієї колоди у вершині?
12. Чому дорівнює розрахунковий опір вигину соснових брусів 2-го сорту з розмірами сторін до 11 см?
13. Те ж для елементів з круглих лісоматеріалів?
14. Чому дорівнює розрахунковий опір для клеєних елементів з сосни 2-го сорту, які працюють на розтягування?
15. Чому дорівнює розрахунковий опір вигину елементів, виконаних з дуба 2-го сорту з шириною перерізу до 11 см?
16. Визначити розрахунковий опір стиснутих елементів з модрина 3-го сорту з розмірами сторін більше 13 см.
17. Дерев'яна конструкція за умов експлуатації належить до групи Б2. Як зміниться розрахунковий опір стиску в порівнянні з групою А1?
18. Дерев'яна конструкція за умов експлуатації належить до групи В3. Як зміниться розрахунковий опір вигину в порівнянні з групою А3?
19. Дерев'яна конструкція за умов експлуатації належить до групи А3. Як зміниться розрахунковий опір стиску в порівнянні з групою Г3?
20. Який клей застосовують для склеювання фанери марки ФСФ?
21. Який клей застосовують для виготовлення фанери марки ФБС?
22. Який матеріал отримують як результат гарячого пресування дерев'яних стружок з клеєм?
23. Як називається матеріал, який отримують з дерев'яних стружок і портландцементу?

24. Який матеріал отримують з лущеного березового шпона, просякненого та склеєного фенолформальдегідною смолою, під тиском 15 МПа при температурі 140-150⁰С?
25. Те ж, під тиском 3,5 МПа при температурі 20⁰С?
26. Як змінюється розрахунковий опір стиску для елементів конструкцій з модрина?
27. Дві балки одного і того ж перерізу виготовлені відповідно з сосни та дуба. Яка з них за однаковим навантаженням буде мати більший вигин?
28. Назвіть стандартну вологість, при якій визначається розрахунковий опір деревини?
29. Назвіть стандартну температуру, при якій визначається розрахунковий опір деревини?
30. Користуючись табл.3 та додатком 2 БНіП П25-80, визначте коефіцієнт надійності за матеріалом для 1-го й 2-го сортів деревини при роботі на стиск уздовж волокон. Переріз елементів 5х10 см.
31. Те ж для розтягування.
32. Те ж для склеювання поперек волокон при вигині неклеєних елементів.
33. Для якого напруженого стану нормативний опір максимально відрізняється від тимчасового?
34. Для якого напруженого стану тимчасовий опір максимально відрізняється від розрахункового?
35. Яка максимальна довжина пиломатеріалів сортаменту?
36. Яка максимальна ширина дошки за сортаментом пиломатеріалів?
37. Як змінюється розрахунковий опір дерев'яних елементів, які зазнали глибокого просочування антипіренами під тиском?
38. Яким антисептиком заборонено обробляти деревину, яка стикається з бетоном або розчином?
39. Яким антисептиком слід обробляти поверхню деревини, що стикається з ґрунтом?
40. Яку марку фанери застосовують для клеєфанерних конструкцій?
41. Хто автор проекту дерев'яних трикутних ферм Московського манежу?
42. Хто першим в Росії запропонував проект арочного дерев'яного моста через Неву?
43. Балки виготовлені з сосни, осини, берези. Яка з них буде легшою, якщо на кожну діє однакове навантаження?
44. Стержні з осини, сосни та берези 2-го сорту розтягнуті однаковими силами. Який з цих стержнів найлегший?
45. Яке відношення тривалої міцності деревини до границі міцності, отриманому при стандартних випробуваннях?
46. Чому дорівнює модуль пружності фанери марки ФСФ уздовж волокон зовнішніх шарів?

47. Якої марки фанера (ФСФ чи ФБС) має більші міцнісні характеристики?

48. Яка залежність між міцністю та об'ємною масою деревини при однаковій вологості?

49. Як змінюється міцність деревини із збільшенням вологості від 30 до 50% при постійній температурі?

50. Як позначається зниження температури ($t < 0^{\circ}\text{C}$) на границі міцності деревини при поперечному вигині, сколюванні та стиску уздовж волокон?

51. Як змінюється модуль пружності деревини з підвищенням температури до 50°C ?

52. При випробуваннях зразка на поперечний вигин вологість деревини дорівнювала 20%, а границя міцності $R^{\text{міцн}} = 60 \text{ МПа}$. Визначити границю міцності деревини при стандартній вологості, якщо поправочний коефіцієнт $\alpha = 0,04$.

53. Чому дорівнює розрахункова площа розтягнутого стержня перерізом $20 \times 20 \text{ см}$, якщо по його довжині розміщені два отвори під болти діаметром 30 мм на відстані один від одного 18 см ?

54. Визначити розрахунковий опір елемента з деревини 2-го сорту перерізом $15 \times 20 \text{ см}$, що працює на вигин при постійній температурі 40°C .

55. Визначити розрахунковий опір стиску уздовж волокон для елемента $12 \times 30 \text{ см}$ (деревина 3-го сорту), який розраховується під монтажне навантаження.

56. Прямолінійний елемент, який працює на позацентровий стиск, перерізом $20 \times 60 \text{ см}$ склеєний з соснових дощок 2-го сорту товщиною 19 мм . Який розрахунковий опір деревини?

57. Визначити вагу соснового стояка висотою 6 м , який виготовлено з колоди діаметром у вершині 20 см .

58. Визначити максимально можливе зусилля розтягу для стержня з сосни 1-го сорту діаметром 15 см при температурі у приміщенні до 50°C .

59. Чому дорівнює розрахункова площа стиснутого стержня перерізом $20 \times 20 \text{ см}$ при симетричному ослаблюванні отвором $4 \times 4 \text{ см}$, який не виходить на кромку?

60. Чому дорівнює розрахункова площа стиснутого стержня перерізом $20 \times 20 \text{ см}$ при симетричному ослаблюванні двома врізками по кромках глибиною 2 см ?

РОЗДІЛ II. З'ЄДНАННЯ

1. Яке з наведених з'єднань (клейове, на нагелях, на шпонках) є непіддатливим?

2. Яка мінімальна відстань уздовж волокон S_1 між осями циліндричних сталевих нагелів (рис. 1)?

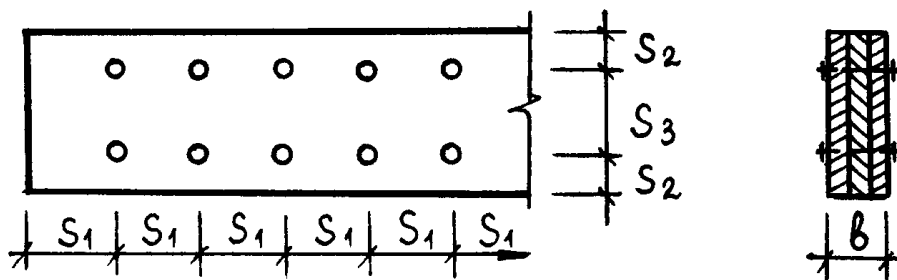


Рис. 1

3. Чому дорівнює мінімальна відстань уздовж волокон S_1 між осями циліндричних дубових нагелів (рис. 1)?

4. Визначіть мінімальну відстань уздовж волокон S_1 між осями циліндричних сталевих нагелів при товщині пакета менше $10d$ (рис. 1).

5. Яка мінімальна відстань уздовж волокон S_1 між осями циліндричних дубових нагелів при товщині пакета менше $10d$ (рис. 1).

6. Чому дорівнює мінімальна відстань поперек волокон S_2 між осями циліндричних сталевих нагелів (рис. 1)?

7. Визначити мінімальну відстань поперек волокон S_2 для сталевих циліндричних нагелів при товщині пакета менше $10d$ (рис. 1).

8. Яка мінімальна відстань поперек волокон S_2 між осями дубових циліндричних нагелів (рис. 1)?

9. Чому дорівнює мінімальна відстань поперек волокон S_2 для дубових циліндричних нагелів при товщині пакета менше $10d$ (рис. 1)?

10. Визначити мінімальну відстань від кромки елемента до осей циліндричних сталевих нагелів S_3 (рис. 1).

11. Яка мінімальна відстань S_3 від кромки елемента до осей циліндричних дубових нагелів (рис. 1)?

12. Чому дорівнює діаметр отвору під циліндричний нагель?

13. Визначити кількість сталевих циліндричних нагелів у симетричному умовно двозрізному з'єднанні елементів з сосни, якщо $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см, $d = 1,6$ см, $N = 50$ кН (рис. 2).

14. Законструювати з'єднання з 8 сталевих циліндричних умовно двозрізних нагелів, якщо $d = 1,6$ см, $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см. Визначити мінімальну ширину пакета b при розміщенні нагелів у 2 ряди (рис. 2).

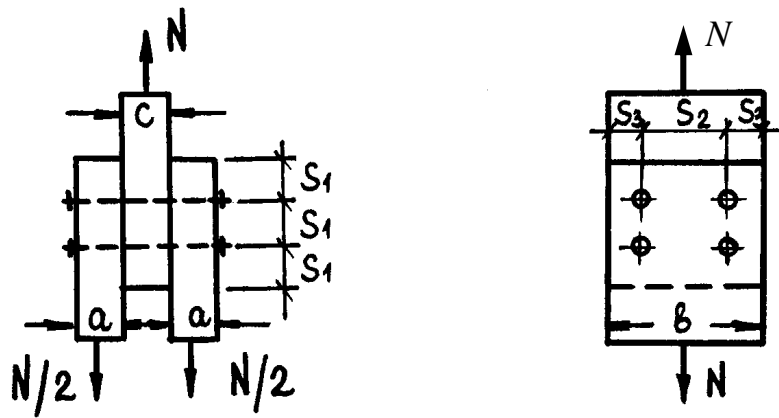


Рис. 2

15. Визначити кількість дубових циліндричних нагелів у симетричному умовно двозрізному з'єднанні елементів з сосни, якщо $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см, $d = 1,6$ см, $N = 42,0$ кН (рис. 2).

16. Законструювати з'єднання з 16 дубових циліндричних умовно двозрізних нагелів, якщо $d = 1,6$ см, $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см. Визначити мінімальну ширину пакета у відповідності з сортаментом пиломатеріалів при розміщенні нагелів у два ряди (рис. 2).

17. Визначити кількість сталевих циліндричних нагелів у несиметричному умовно однозрізному з'єднанні елементів з сосни, якщо $a = 2,5$ см, $c = 4,0$ см, $d = 1,2$ см, $N = 20,0$ кН (рис. 3).

18. Визначити мінімальну ширину пакета відповідно до сортаменту пиломатеріалів при розміщенні 12 сталевих нагелів $d = 1,2$ см у два ряди, якщо $a = 2,5$ см, $c = 4,0$ см у несиметричному умовно однозрізному з'єднанні (рис. 3).

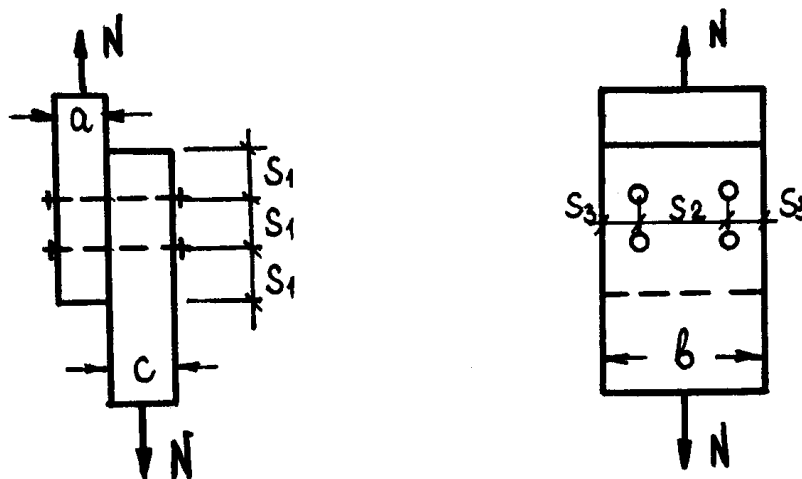


Рис. 3

19. Визначити несучу здатність нагельного з'єднання з двома сталевими накладками, товщина яких $\delta = 0,6$ см. Кожна накладка з'єднується з сосновим брусом перерізом $10 \times 17,5$ см п'ятьма сталевими глухарями, які мають такі розміри: $d = 1,2$ см, $l = 10,0$ см (рис. 4).

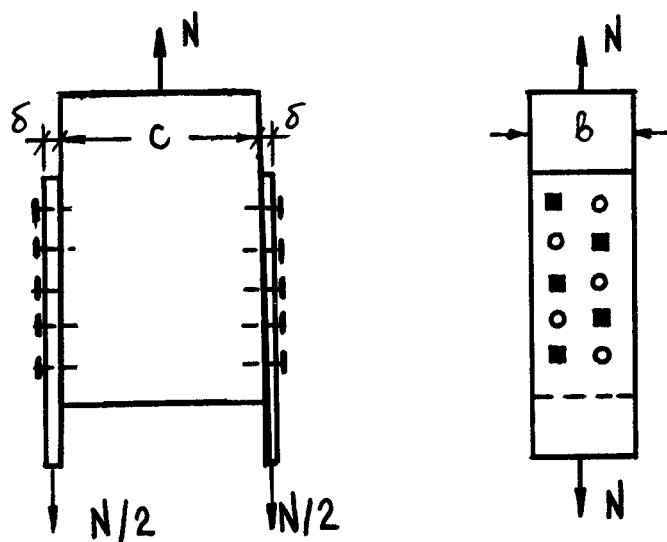


Рис. 4

20. Визначити несучу здатність симетричного умовно дворізного нагельного з'єднання, якщо елементи з сосни з розмірами $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см з'єднані вісьмома сталевими нагелями $d = 1,6$ см (рис. 2).

21. Визначити несучу здатність симетричного дворізного нагельного з'єднання з вісьмома дубовими нагелями, якщо $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см, $d = 1,6$ см (рис. 2).

22. Визначити несучу здатність нагельного з'єднання з двома сталевими накладками товщиною 0,6 см. Кожна накладка з'єднана з сосновим брусом перерізом 12,5 x 12,5 см десятима цвяхами $d = 4$ мм, $l = 100$ мм (рис. 4).

23. Зусилля направлені під кутом 30° до волокон елемента. Визначити несучу здатність елемента симетричного умовно дворізного з'єднання на десяти сталевих нагелях $d = 1,6$ см, розміщених у два ряди, якщо $a = 2,5$ см, $c = 5,0$ см.

24. Визначити несучу здатність симетричного умовно дворізного з'єднання на десяти сталевих нагелях діаметром $d = 1,6$ см, якщо зусилля направлені під кутом 60° до волокон елемента, а $a = 2,5$ см, $c = 4,0$ см.

25. Те ж, що у задачі № 23, тільки нагелі дубові.

26. Те ж, що у задачі № 24, тільки нагелі дубові.

27. Якого діаметра потрібно брати цвяхи, щоб прибити дошку товщиною 16 мм?

28. Пакет з трьох дощок товщиною 40 мм кожна з'єднаний цвяхами $d = 4$ мм, $l = 100$ мм. Визначити несучу здатність одного цвяха у симетричному цвяховому з'єднанні.

29. Пакет з трьох дощок товщиною 40 мм кожна з'єднаний цвяхами $d = 4,5$ мм, $l = 125$ мм. Визначити несучу здатність одного цвяха.

30. Пакет з трьох дощок товщиною 40 мм кожна з'єднаний двадцятьма цвяхами $d = 4,5$ мм, $l = 125$ мм. Визначити несучу здатність симетричного з'єднання.

31. Товщина елементів, які з'єднують цвяхами, більше 10 діаметрів цвяха. Чому дорівнює мінімальна відстань між осями цвяхів уздовж волокон деревини S_1 ?

32. Чому дорівнює мінімальна відстань між осями цвяхів уздовж волокон S_1 , якщо товщина елементів, що з'єднують цвяхами, дорівнює $4d$?

33. Визначити кількість цвяхів ($d = 4,5$ мм, $l = 125$ мм) для симетричного цвяхового з'єднання пакета з трьох дощок товщиною 40 мм кожна. Розрахункове зусилля 8,0 кН.

34. Визначити кількість цвяхів ($d = 4$ мм, $l = 100$ мм) для симетричного цвяхового з'єднання пакета з трьох дощок товщиною 40 мм кожна. Розрахункове зусилля 5,0 кН.

35. Визначити несучу здатність на висмикування одного цвяха ($d = 4$ мм, $l = 100$ мм) при підшивці дошки товщиною 19 мм з вологістю 15% (рис. 5).

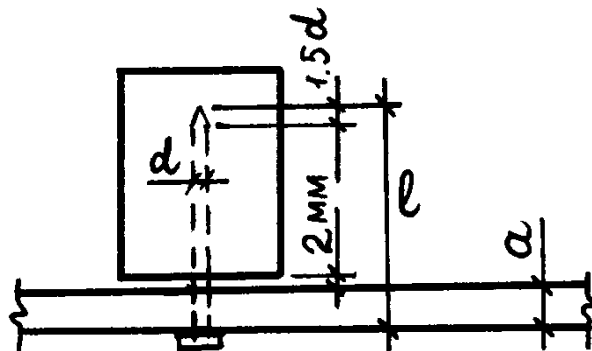


Рис. 5

36. Визначити несучу здатність на висмикування одного цвяха ($d = 6$ мм, $l = 200$ мм) при підшивці дошки товщиною 40 мм з вологістю 15% (рис. 5).

37. Визначити несучу здатність на висмикування одного цвяха ($d = 4$ мм, $l = 100$ мм) при підшивці дошки товщиною 32 мм з вологістю 15% (рис. 5).

38. Розрахувати і законструювати стик нижнього пояса ферми з двох дощок перерізом 200 х 40 мм, з'єднаних цвяхами ($d = 5$ мм, $l = 150$ мм). Стик виконано через накладки і прокладку перерізом 200 х 40 мм. Розрахункове зусилля $P = 145,0$ кН (рис. 6).

39. Розв'язати задачу № 38, якщо болти, які скріплюють стик, мають діаметр $d = 12$ мм.

40. Розрахувати кріплення двох металевих накладок товщиною $\delta = 0,8$ см, які передають зусилля стиску $N = 50$ кН від дерев'яного розкоса перерізом 15 х 15 см на верхній пояс ферми перерізом 15 х 20 см. З'єднання виконано на болтах діаметром $d = 12$ мм.

41. Розрахувати необхідну ширину площі зім'яття лобової врубки b . Якщо відомо: $h_{ep} = 3,5$ см; $\alpha = 30^\circ$; $N = 32,0$ кН (рис. 7).

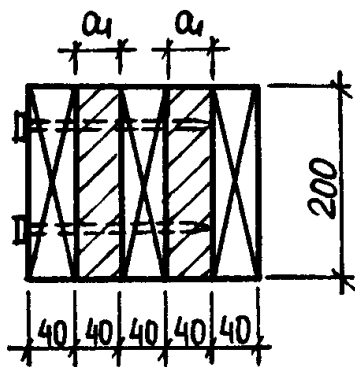


Рис. 6

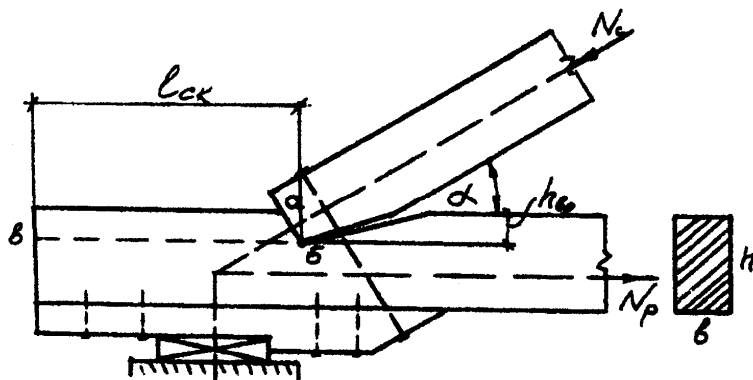


Рис. 7

42. Розрахувати необхідну довжину площадки сколювання $l_{ск}$, якщо $N_c = 32,0$ кН, $h_{cp} = 3,5$ см, $\alpha = 30^\circ$; $b = 15$ см, $h = 20$ см (рис. 7).

43. Перевірити переріз $b \times h$ розтягнутого елемента, якщо $N = 52,0$ кН; $h_{cp} = 3,5$ см, $\alpha = 30^\circ$ (рис. 7).

44. Визначити необхідну кількість пластинчастих дубових нагелів для складеної балки прольотом $l = 4$ м, виконаної з двох соснових брусів $b \times h = 12,5 \times 15$ см. Погонне навантаження на балку $q = 23,0$ кН/м (рис. 8).

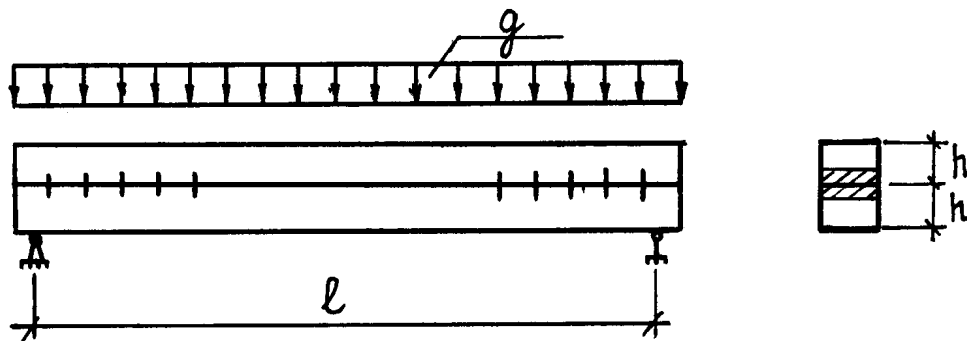


Рис. 8

45. Визначити необхідну кількість нагелів діаметром $d = 12$ мм з алюмінієвого сплаву Д16Т для симетричного умовно двозрізного з'єднання, яке працює на розтяг від зусилля $N = 175$ кН, якщо розміри дерев'яних елементів, які стикують, $c = 15$ см, а накладок $a = 7,5$ см (рис. 2).

46. Використовуючи умови задачі № 45, визначити кількість нагелів з склопластика АГ-4С.

47. Використовуючи умови задачі № 45, визначити кількість нагелів діаметром $d = 18$ мм, якщо вони виконані з деревинношарового пластика.

48. Визначити кількість нагелів з маловуглецевої сталі діаметром $d = 14$ мм для несиметричного двозрізного з'єднання, яке працює на розтяг від зусилля $N = 150$ кН, якщо товщина a для крайніх елементів 7 та 10 см, а середнього – $c = 18$ см.

49. Використовуючи дані задачі № 48, визначити несучу здатність одного нагеля з склопластика АГ-4С з умови зім'яття крайнього елемента, якщо діаметр нагеля $d = 12$ мм.

50. Визначити несучу здатність симетричного двозрізного нагельного з'єднання, якщо в ньому використані нагелі з маловуглецевої сталі різних діаметрів 10, 12, 14 мм, кількість яких відповідно дорівнює 2, 6, 2 штук, а розміри дерев'яних елементів $c = 175$ см, $a = 10$ см.

51. Визначити несучу здатність симетричного нагельного з'єднання на 10 нагелях діаметром 12 мм з склопластика АГ-4С (рис. 2). Товщина середньої дошки 40 мм, а крайніх – 25 мм.

52. Визначити необхідну кількість нагелів та законструювати симетричне з'єднання з трьох дощок шириною 150 мм і товщиною 32 мм (рис. 2). Нагелі діаметром 16 мм з алюмінієвого сплава Д16-Т, зусилля 122 кН.

53. Визначити несучу здатність з'єднання на 8 нагелях з деревинношарового пластика діаметром 20 мм (рис. 2), товщина середнього і крайніх елементів – 40 мм.

54. Визначити необхідну кількість нагелів з склопластика АГ-4С діаметром 20 мм для з'єднання двох дощок товщиною 40 мм шириною 175 мм. Діюче зусилля – 28 кН.

55. Розрахувати та законструювати з'єднання двох дощок товщиною 40 мм, шириною 225 мм на нагелях з алюмінієвого сплава Д16-Т діаметром 16 мм. Зусилля 36 кН діє під кутом 30° до волокон деревини однієї з дощок.

56. Визначити необхідну кількість нагелів з деревинношарового пластика діаметром 20 мм для з'єднання двох дощок шириною 200 мм і товщиною 40 мм. Діюче зусилля $N = 38$ кН.

57. Визначити несучу здатність симетричного з'єднання з трьох дощок на 10 нагелях з деревинношарового пластика діаметром 20 мм (рис. 2). Товщина дощок – 40 мм.

58. Визначити кількість дубових нагелів діаметром 20 мм для несиметричного умовно двозрізного з'єднання, яке працює на розтяг від зусилля $N = 150$ кН, якщо товщина a крайніх елементів дорівнює 7 і 10 см, а середнього $c = 17,5$ см.

Розв'язання: Згідно з БНіП II-25-80 (табл. 17).

$$T_a = K_H \cdot a \cdot d = 0,5ad = 0,5 \cdot 7 \cdot 2 = 7 \text{ кН.}$$

$$T_c = 0,25cd = 0,25 \cdot 17,5 \cdot 2 = 8,75 \text{ кН.}$$

$$T_g = 0,45d^2 + 0,02a^2 = 0,45 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 7^2 = 2,78 \text{ кН, але не більше}$$

$$T_g = 0,65d^2 = 0,65 \cdot 2^2 = 2,6 \text{ кН.}$$

$$0,35c < a < c \quad 0,35 \cdot 17,5 < 7 < 17,5 \text{ см.} \quad T_{\min} = 2,6 \text{ кН.}$$

$$\frac{a}{c} = \frac{7}{17,5} = 0,4 \rightarrow K_H = 0,5.$$

$$n_{\text{наг}} = \frac{N}{T_{\min} \cdot n_{\text{зр}}} = \frac{150}{2,6 \cdot 2} = 29 \text{ шт, приймаємо } n_{\text{наг}} = 30 \text{ шт.}$$

РОЗДІЛ III. БАЛКИ І ПРОГОНИ

1. Визначити розрахунковий момент опору балки на пластинчастих нагелях, зображеної на рис. 9.

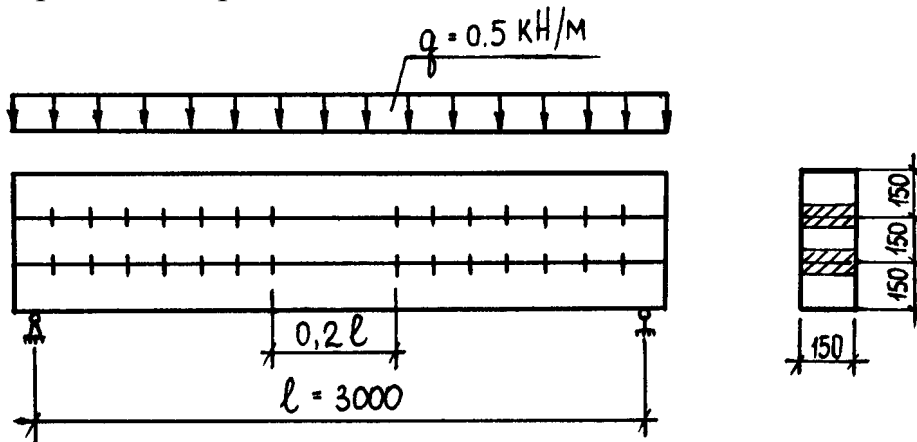


Рис. 9

2. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 9) визначити розрахунковий момент інерції.

3. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 9) знайти максимальні напруження вигину, якщо балка завантажена рівномірно розподіленим розрахунковим навантаженням $q = 0,5 \text{ кН/м}$.

4. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 9) визначити необхідну їх кількість в одному шві на напівврольоті балки, прийнявши наскрізні березові нагелі товщиною 12 мм, довжиною 54 мм.

5. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 9) визначити необхідну величину будівельного підйому.

6. Знайти необхідні розміри нагельного гнізда для пластинчастих нагелів товщиною 12 мм, довжиною 54 мм.

7. Назвати максимально допустиму вологість дерев'яного пластинчастого нагеля.

8. Визначити розрахункову несучу здатність одного березового пластинчастого нагеля ($\delta_{nl} = 12 \text{ мм}$, $l_{nl} = 54 \text{ мм}$), якщо з'єднання виконано з глухими пластинками. Ширина з'єднаних брусів $b = 200 \text{ мм}$.

9. Знайти розрахунковий момент опору для балки на пластинчастих нагелях, зображеної на рис. 10.

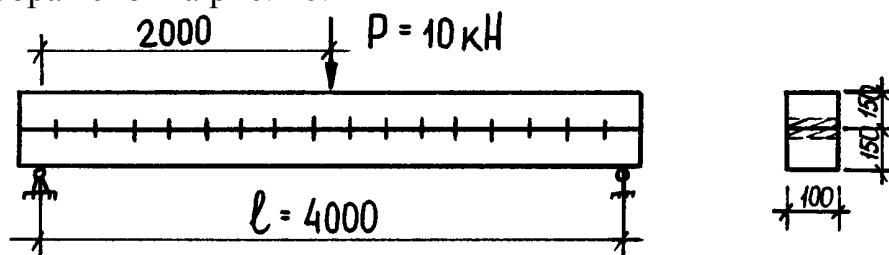


Рис. 10

10. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 10) визначити розрахунковий момент інерції.

11. Знайти максимальне нормальне напруження від вигину у балки, зображена на рис. 10.

12. Визначити розрахунковий момент інерції для балки, зображеної на рис. 11.

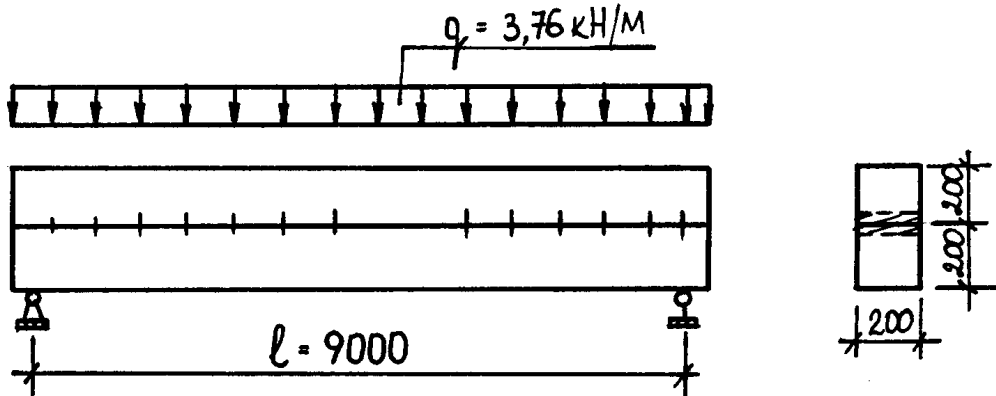


Рис. 11

13. Для балки на пластинчастих нагелях (рис. 11) визначити розрахунковий момент опору.

14. Визначити напруження вигину для балки, зображеної на рис. 12.

15. Знайти переріз прогона з деревини сосни 2-го сорту прольотом $l = 6$ м, завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням $q = 1$ кН/м, якщо його опорні кріплення шарнірні. Співвідношення сторін переріза бруса прийняти $h = 1,5b$.

16. Знайти переріз прогона із спарених соснових дощок 2-го сорта, законструйованого за рівномоментною нерозрізною схемою. Співвідношення сторін переріза прогона $h = 1,5b$. Прогон завантажено рівномірно розподіленим навантаженням $q = 1$ кН/м, довжина прольотів $l = 6$ м.

17. Визначити максимальне нормальне напруження вигину у прогонах, завантаженого навантаженням $q = 5$ кН/м, переріз якого зображено на рис.

12. Прольот прогона $l = 3$ м, схема розрізна.

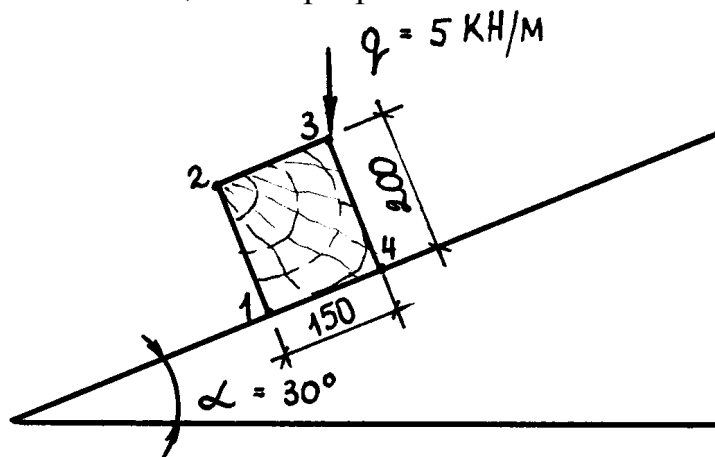


Рис. 12

18. Визначити максимальне напруження вигину прогона прольотом $l = 3$ м, завантаженого навантаженням $q = 5$ кН/м. Переріз прогона прийнято 150 x 200 мм (рис. 12).

19. Визначити максимальне напруження вигину (рис. 12) прогона прольотом $l = 2,5$ м, завантаженого навантаженням $q = 5$ кН/м. Переріз прогона 100 x 200 мм.

20. Визначити максимальне напруження вигину для прогона перерізом 100 x 200 мм, прольотом $l = 3,5$ м (рис. 12), завантаженого навантаженням $q = 5$ кН/м.

21. Для розрізного прогона з сосни перерізом 100 x 200 мм, прольотом 3 м (рис. 12) знайти максимальний з урахуванням деформацій зсуву вигин, якщо рівномірно розподілене навантаження $q = 5$ кН/м.

22. Користуючись рис. 12, побудувати епюри нормальних напружень від вигину і зазначити найбільше напружені точки перерізу.

23. Визначити максимальне нормальне напруження балки, показаної на рис. 13, завантаженої навантаженням $q = 5$ кН/м. Глибина паза, який ослаблює переріз, дорівнює 5 см.

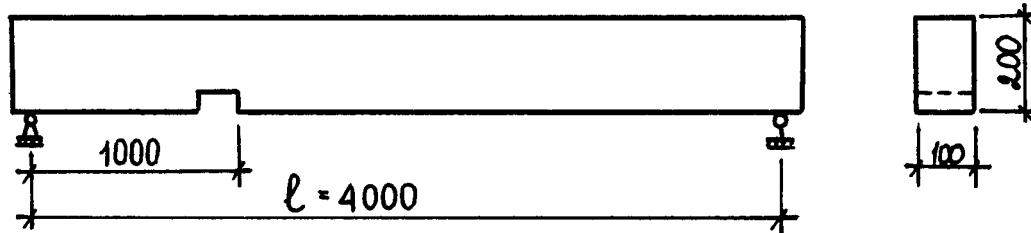


Рис. 13

24. Визначити максимальне напруження для балки (рис. 13), прийнявши глибину паза 2 см.

25. Визначити максимальне напруження для балки (рис. 13), якщо глибина паза дорівнює 5 см, а рівномірно розподілене навантаження $q = 10$ кН/м.

26. Балка, підсилена підбалками, завантажена розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням $q = 2$ кН/м і тимчасовим навантаженням $P = 3$ кН/м (рис. 14). Визначити максимальний згинальний момент у балки.

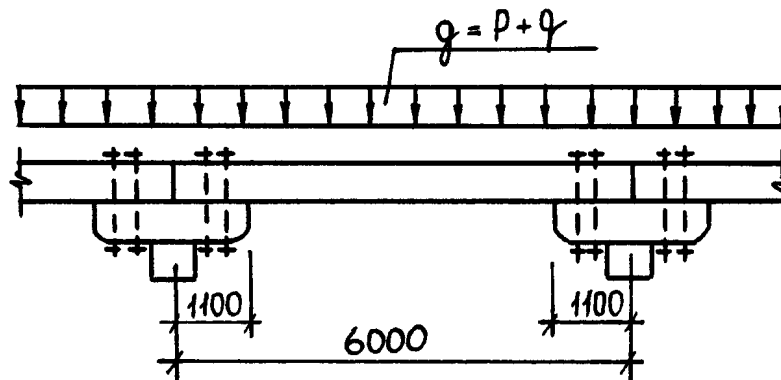


Рис. 14

27. Балка, підсилена підбалками, завантажена розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням. Знайти максимальний згинальний момент у підбалки (рис. 14) при $q = 2$ кН/м, $P = 3$ кН/м.

28. Використовуючи умови задачі № 26, визначити мінімально необхідний діаметр соснової колоди 2-го сорту, окантованого на два канти шириною $b = \frac{1}{3}d$ (рис. 15).

29. Визначити мінімально необхідний діаметр соснової колоди 2-го сорту (рис. 15) для балки прольотом 6 м, рівномірно завантаженої навантаженням $q = 2$ кН/м, окантованої на два канти шириною $b = \frac{1}{3}d$.

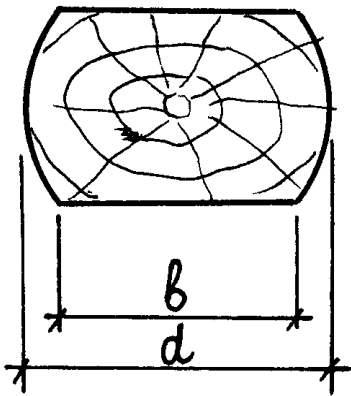


Рис. 15

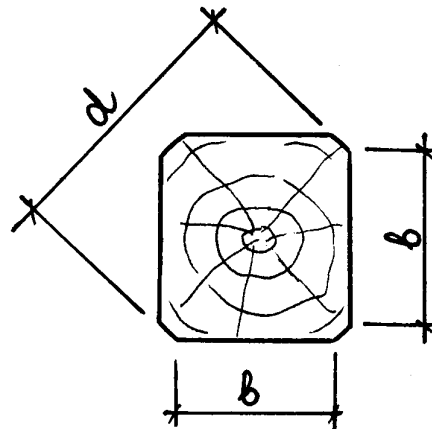


Рис. 16

30. Визначити необхідний діаметр колоди для балки прольотом 6 м, якщо $q = 2$ кН/м. Переріз колоди 3-го сорту прийняти окантованої на два канти (рис. 15) шириною $b = \frac{1}{2}d$.

31. Балка прольотом 6 м завантажена навантаженням $q = 2$ кН/м. Знайти переріз соснової колоди 2-го сорту, окантованої на 4 канта шириною $b = \frac{1}{2}d$ (рис. 16).

32. Балка прольотом 6 м завантажена рівномірним навантаженням $q = 2$ кН/м. Знайти прямокутний переріз балки з соснового бруса 2-го сорту із співвідношенням сторін $h = 1,4b$.

33. Визначити максимальний згинальний момент соснової балки з бруса 3-го сорту перерізом 125 x 175 мм.

34. Визначити максимальний згинальний момент соснової балки з бруса 2-го сорту перерізом 150 x 200 мм.

35. Визначити максимальний згинальний момент соснової балки з колоди 2-го сорту діаметром 200 мм.

36. Визначити максимальний згинальний момент соснової балки з бруса перерізом 125 x 175 мм. Матеріал бруса тополь 2-го сорту.

37. Визначити мінімально необхідну кількість соснових дощок 2-го сорту перерізом 27 x 150 мм (після острожки) для компоновки прямокутного переріза клеєної балки прольотом $l=6$ м. Рівномірно розподілене розрахункове навантаження $q=2$ кН/м. Розрахунок виконати за умови міцності (1 група граничного стану).

38. Розв'язати задачу № 37, якщо нормативне навантаження на балку $q=1,7$ кН/м. Розрахунок виконати за умови деформативності (2 група граничного стану).

39. Визначити розрахунковий момент опору клеєної балки з прямокутним перерізом $b \times h = 150 \times 500$ мм.

40. Визначити розрахунковий момент опору клеєної балки з прямокутним перерізом $b \times h = 200 \times 800$ мм.

41. Прямокутний переріз клеєної балки складено з 15 соснових дощок з розмірами 45 x 150 мм кожна (рис. 17,а). Визначити максимальне напруження зсуву у клейовому шві, якщо балка завантажена в середині прольота зосередженою силою $P = 20$ кН.

42. Використовуючи умову задачі № 41, визначити максимальне дотичне напруження в деревині балки.

43. Визначити розрахунковий приведений до деревини момент інерції клеєфанерної балки, переріз якої наведено на рис. 17,б. Стінки балки виконані з семишарової фанери товщиною 8 мм; напрямлення волокон зовнішніх шпонів паралельно осі балки.

44. Для клеєфанерної балки (рис. 17,б) визначити розрахунковий приведений до деревини момент опору перерізу балки.

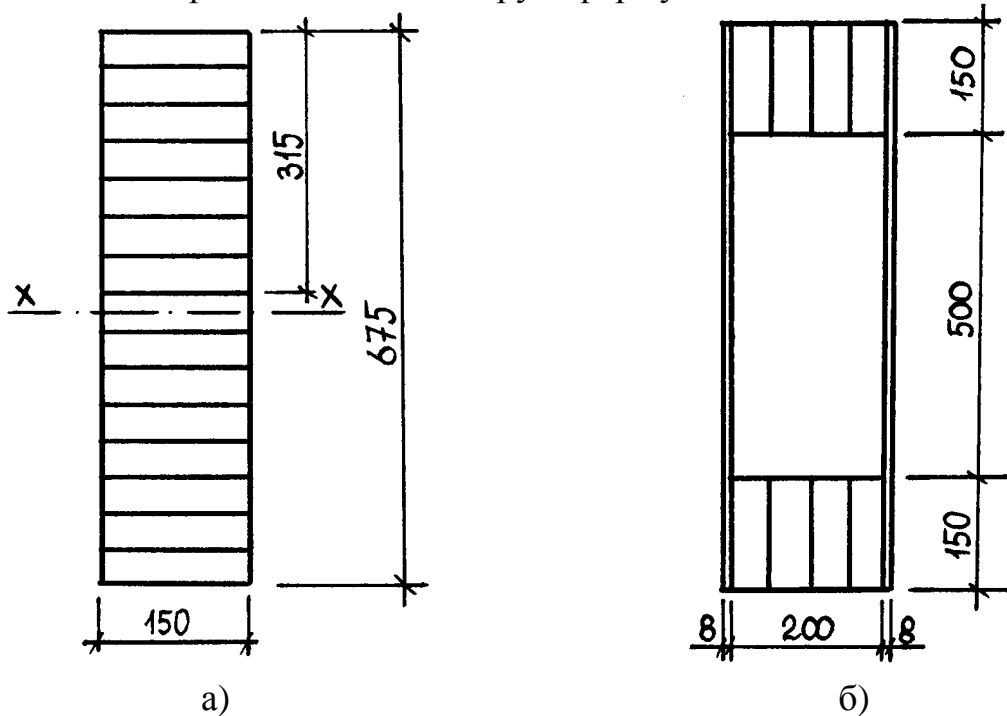


Рис. 17

45. Визначити необхідний розрахунковий момент опору клеєної балки прольотом $l=6$ м. Рівномірно розподілене розрахункове навантаження

$q = 4$ кН/м, висота перерізу $h = 50,4$ см, матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною $\delta = 42$ мм.

46. Визначити максимальне нормальне напруження у клесної балки двотаврового перерізу, якщо розрахунковий згинальний момент дорівнює 150 кН·м. Переріз балки зображено на рис. 18.

47. Для клесної балки (рис. 18) знайти максимальне напруження у клейовому шві, якщо поперечна сила $Q = 50$ кН, а згинальний момент $M = 150$ кН·м.

48. Яким оптимальним конструктивним відношенням висоти балки h до її довжини l необхідно користуватися при проектуванні дощатоклеєних балок постійного перерізу? Довжина балки 6 м.

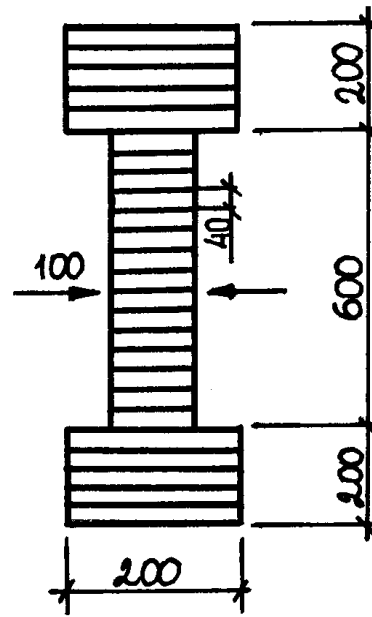


Рис. 18

49. Визначити найбільше нормальне напруження у балки з сосни 2-го сорту (рис. 19) прямокутного перерізу $b \times h = 12,5 \times 20$ см, прольот якої $l = 5$ м, завантаженої рівномірно розподіленим розрахунковим навантаженням $q = 1,4$ кН/м і зосередженою силою $P = 2$ кН в середині прольота. Переріз балки в середині прольота послаблено отвором $d = 4$ см, розміщеним симетрично у площині вигину.

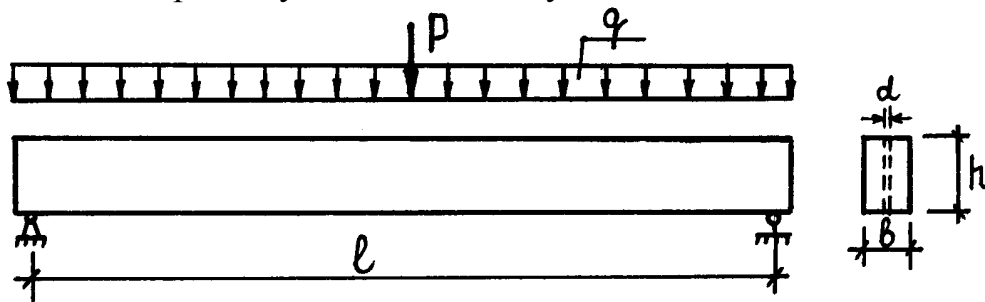


Рис. 19

50. Назвіть прізвище вченого, який запропонував конструювати балки на пластинчастих нагелях.

51. Вважаючи навантаження в задачі № 49 нормативним, визначити найбільший вигин балки з геометричними характеристиками також з задачі № 49.

52. Визначити найбільше напруження у прямокутного бруса ($b \times h = 10 \times 22,5$ см), який розтягує центрально прикладена сила $N = 80$ кН і згинає зосереджена сила $P = 4,0$ кН прикладена в середині прольота $l = 4$ м. Брус симетрично ослаблено наскрізним отвором $d = 4$ см, перпендикулярним до площині вигину. Матеріал бруса – сосна 2-го сорту (рис. 20).

53. На якій мінімальній відстані від опор необхідно розміщувати стики прогонів у багатопрольотних нерозрізних балках, щоб мати рівномоментне рішення (довжина і завантаження усіх прольотів однакові)?

54. На якій мінімальній відстані від опор треба розміщувати стики прогонів у багатопрольотних нерозрізних рівномірно завантажених балках, щоб мати рівнопрогинне рішення?

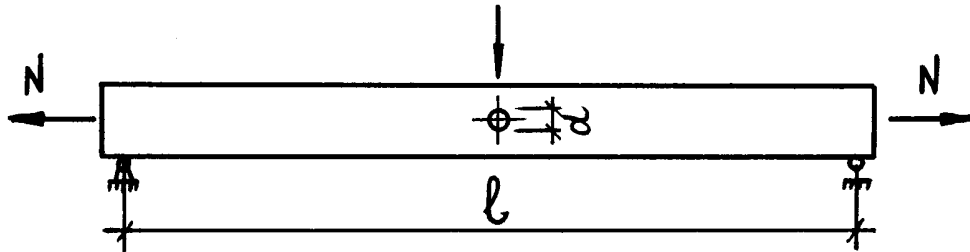


Рис. 20

55. Прямокутна балка на двох опорах з прольотом l і висотою h завантажена рівномірно розподіленим навантаженням q . При якому відношенні l/h максимальні згинальні і сколюючі напруження досягнуть розрахункових величин $R_{зг} = 15$ МПа і $R_{ск} = 3$ МПа?

56. Відповісти на питання задачі № 55 при завантаженні балки в середині прольота зосередженою силою.

57. Підібрати з урахуванням сортамента пиломатеріалів прямокутний переріз вільно обпертої однопрольотної балки довжиною $l = 4$ м, завантаженої рівномірно розподіленим нормативним навантаженням $q^n = 0,30$ кН/м² (від ваги вищерозміщених конструкцій) і тимчасовим сніговим навантаженням $P = 1$ кН/м². Крок балок – 2 м. Граничний вигин $f = \frac{1}{200}l$. Матеріал – сосна 2-го сорту. На початку прийняти співвідношення сторін $\frac{h}{b} = 1,4$.

58. Визначити з урахуванням деформацій зсуву вигин f однопрольотної балки прольотом $l = 6$ м прямокутного перерізу $b \times h = 12,5 \times 20$ см, яка працює на вигин від нормативного зосередженого вантажа $P^n = 6$ кН, який прикладено в середині прольота. Матеріал – сосна 2-го сорту.

59. Підібрати з умови міцності переріз однопрольотної балки з колоди прольотом $l = 6$ м. Збіг колоди $i = 0,8$ см на один метр. Балка завантажена рівномірно розподіленим розрахунковим навантаженням $q = 4,8$ кН/м. Матеріал колоди – сосна 2-го сорту. Визначити діаметр колоди у верхньому відрубі.

60. Визначити найбільші напруження сколювання, які виникають в однопрольотній балці прольотом $l = 6$ м прямокутного перерізу $b \times h = 10 \times 30$

см від дії зосереджених зусиль $P = 20$ кН, прикладених на відстані $1/3l$ від опор. Матеріал балки – сосна 2-го сорту (рис. 21).

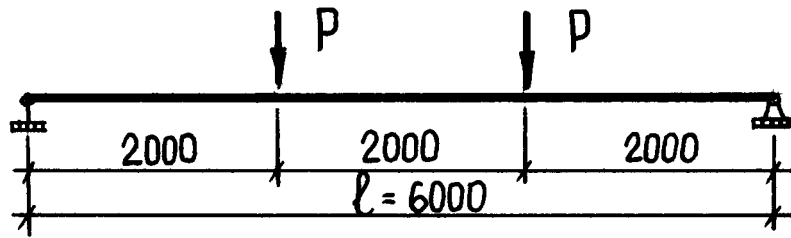


Рис. 21

61. Перевірити стійкість плоскої форми деформування однопрольотної шарнірно обпертої дощатоклеєної балки покриття, яка має прямокутний постійний переріз $17,5 \times 180$ см і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q = 20$ кН/м, якщо опорні перерізи балки шарнірно закріплені від повороту відносно поздовжньої осі, а верхня кромка балки розкріплена з площини вигину прогонами, установленими з кроком 3 м. Прольот балки $l = 18$ м. Матеріал балки – соснові дошки товщиною 40 мм 2-го сорту.

62. Перевірити стійкість плоскої форми деформування однопрольотної шарнірно обпертої двосхилої дощатоклеєної балки покриття, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 21$ кН/м, якщо опорні перерізи балки шарнірно закріплені від повороту відносно поздовжньої осі, а верхнє ребро балки розкріплене з площини вигину горизонтальними зв'язками, установленими з кроком 2,5 м. Прольот балки $l = 15$ м, розміри її поперечного перерізу на опорі – 15×98 см. Ухил верхнього ребра – 10%. Матеріал балки – соснові дошки товщиною 35 мм 2-го сорту.

63. Перевірити стійкість плоскої форми деформування однопрольотної шарнірно обпертої клеєфанерної балки коробчастого перерізу 16×120 см з плоскими фанерними стінками товщиною 1 см і дощатоклеєними поясами 14×15 см, якщо балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q = 16$ кН/м (рис. 22). Опорні перерізи балки шарнірно закріплені від повороту відносно поздовжньої осі, в верхній пояс розкріплений з площини вигину прогонами установленими з кроком 1,5 м. Прольот балки $l = 12$ м. Матеріал поясів – соснові дошки 2-го сорту. Матеріал стінок – березова фанера марки ФСФ сорта В/ВВ. Волокна зовнішніх шпонів фанери направлені уздовж поздовжньої осі балки.

64. Використовуючи умову задачі № 62, перевірити міцність балки по напруженнях сколювання.

65. Використовуючи умову задачі № 62, визначити величину перенапруження балки по напруженнях сколювання.

66. Використовуючи умову задачі № 62, перевірити міцність балки по нормальних напруженнях.

67. Використовуючи умову задачі № 62, визначити відсоток недонапруження балки по нормальних напруженнях вигину.

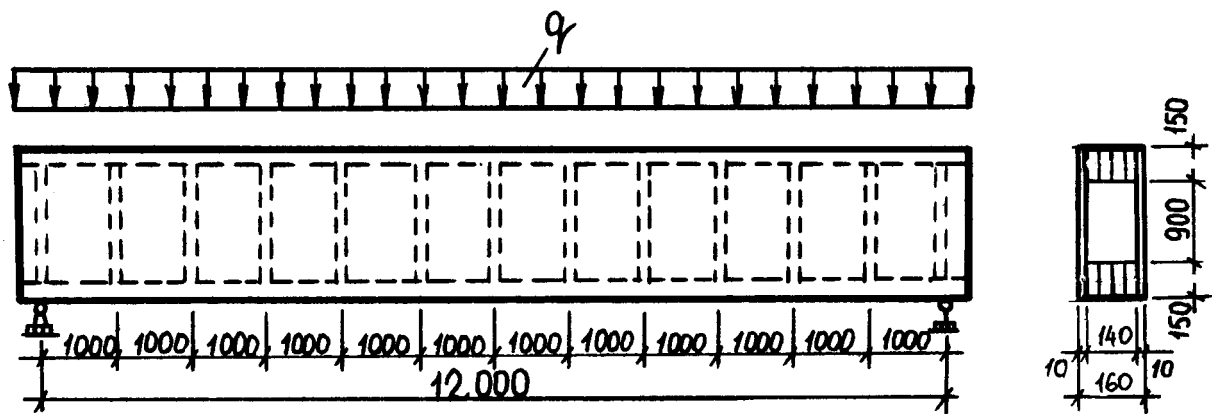


Рис. 22

68. Використовуючи умову задачі № 63 перевірити міцність фанерної стінки в небезпечному перерізі на дію головних напружень розтягу, якщо вертикальні ребра жорсткості розміщені з кроком 1 м. Зазначте номер відсіка, в якому розміщено небезпечний переріз, якщо нумерацію починають з опорного відсіка (рис. 22).

69. Використовуючи умову задачі № 63, перевірити міцність фанерної стінки (рис. 22) на дію головних напружень розтягу в першому відсіку, якщо вертикальні ребра жорсткості розміщені з кроком 1 м, а нумерація відсіків розпочинається від лівої опори.

70. Використовуючи умови задач № 63 і 68, перевірити міцність фанерної стінки балки на дію головних напружень розтягу в другому відсіку (рис. 22).

71. Використовуючи умови задач № 63 і 68, перевірити міцність фанерної стінки балки на дію головних напружень розтягу в третьому відсіку (рис. 22).

72. Використовуючи умови задач № 63 і 68, перевірити міцність фанерної стінки балки на дію головних напружень розтягу в четвертому відсіку (рис. 22).

73. Використовуючи умову задачі № 63, перевірити стійкість фанерних стінок, якщо вертикальні ребра жорсткості встановлені з кроком 1 м (рис. 22).

74. Використовуючи умову задачі № 63, перевірити стійкість фанерних стінок, якщо зовнішні волокна фанери направлені поперек поздовжньої осі балки, а крок вертикальних ребер жорсткості 1 м (рис. 22).

75. Використовуючи умови задачі № 62, визначити вигин двосхилої балки в середині прольоту з урахуванням деформацій зсуву.

76. Виконавши розрахунок за граничним станом другої групи, визначити висоту дощатоклеєної балки покриття, якщо нормативне рівномірно розподілене навантаження $q'' = 10,8 \text{ кН/м}^2$, прольот балки $l = 6 \text{ м}$, її ширина – 14 см. Матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною 33 мм.

77. Виконавши розрахунок за граничним станом першої групи, визначити висоту однопрольотної шарнірно обпертої дощатоклеєної балки прольотом $l = 12$ м, симетрично армованої у розтягнутій і стиснутій зонах сталевими арматурними стержнями. Балка завантажена рівномірно розподіленим розрахунковим навантаженням $q = 12$ кН/м. Для розрахунків прийняти коефіцієнт армування $\mu = 1,5\%$, ширину балки $b = 17,5$ см, матеріал – соснові дошки товщиною $\delta = 40$ мм 2-го сорту (рис. 23).

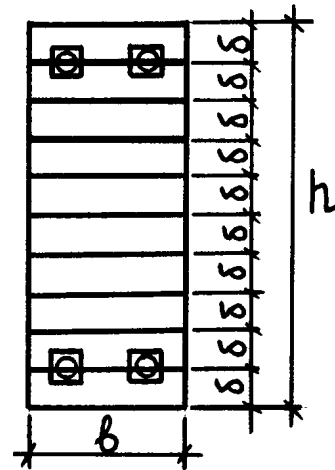


Рис. 23

78. За умови міцності деревини (1 група граничного стану) визначити необхідну висоту однопрольотної шарнірно обпертої дощатоклеєної балки з паралельними поясами, якщо рівномірно розподілене розрахункове навантаження на балку $q = 10,5$ кН/м, прольот балки $l = 9$ м, її ширина – $12,5$ см, матеріал – соснові дошки 1-го сорту товщиною 42 мм.

79. За умови жорсткості (2 група граничного стану) визначити висоту дощатоклеєної однопрольотної балки перекриття, якщо рівномірно розподілене нормативне навантаження $q^n = 9,25$ кН/м², прольот балки $l = 9$ м, ширина перерізу $b = 12,5$ см, матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною 42 мм.

80. Визначити вигин консольної ділянки дощатоклеєної балки (рис. 24) з урахуванням деформації зсуву, якщо балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q = 15$ кН/м. Розміри поперечного перерізу балки $14,0 \times 90$ см, матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною 45 мм.

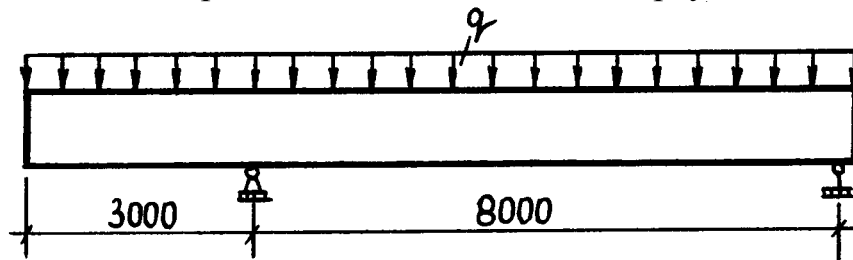


Рис. 24

81. Використовуючи умову задачі № 80, визначити вигин балки з урахуванням деформації зсуву в середині прольота (рис. 24).

82. Використовуючи умову задачі № 80, визначити величину максимального нормального напруження вигину в балки (рис. 24).

83. Дощатоклеєна двосхила балка шарнірно обперта на два стояки, перекриває прольот 12 м і має консольні ділянки (рис. 25) з вильотом 3 м. Верхня кромка балки розкріплена із площини вигину прогонами з кроком $1,5$ м, балка має схил $i = 0,1$ і завантажена рівномірно розподіленим

навантаженням $q = 15$ кН/м. Визначити мінімальну висоту поперечного перерізу балки над опорою, якщо ширина перерізу $b = 18,0$ см. Матеріал балки – соснові дошки 2-го сорту товщиною 33 мм.

84. Використовуючи умову задачі № 83, визначити на якій відстані від опори розміщений розрахунковий переріз балки, якщо її висота над опорою дорівнює 39,6 см (рис. 25).

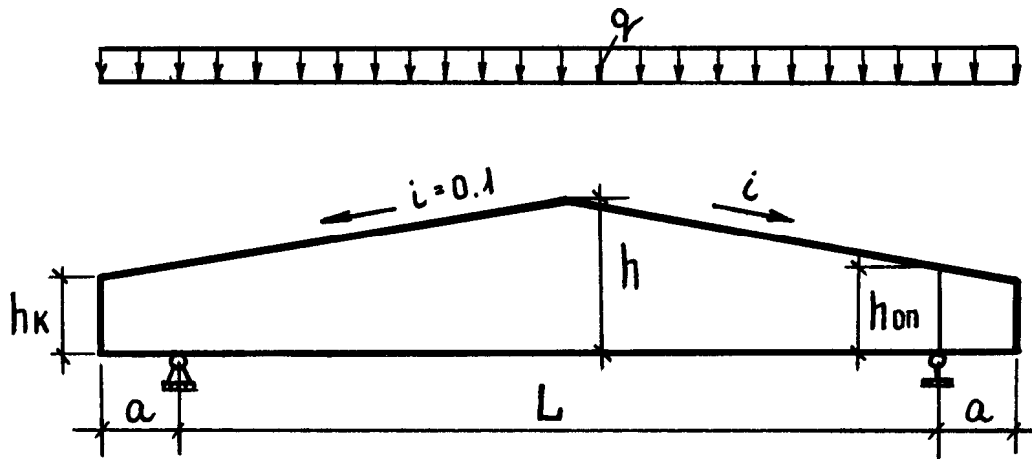


Рис. 25

85. Використовуючи умову задачі № 83 і вважаючи, що балка має постійний переріз 18,0 х 90 см, визначити вигин консольної ділянки балки з урахуванням деформації зсуву.

86. Перевірити міцність криволінійної шарнірно обпертої дощатоклеєної балки (рис. 26) з постійною висотою поперечного перерізу, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 20$ кН/м, на радіальні напруження розтягу. Прольот балки $l = 12$ м, поперечний переріз $b \times h = 18,0 \times 100$ см, радіус кривизни геометричної осі на криволінійній ділянці балки $R = 20,5$ м. Матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною 25 мм.

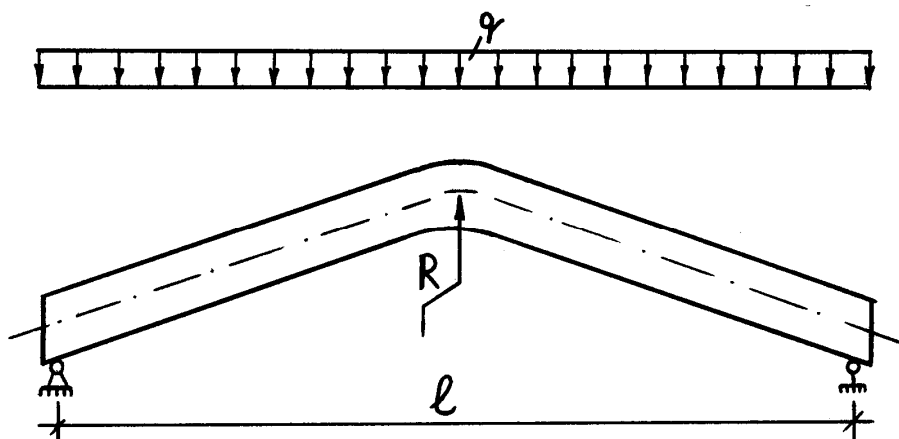


Рис. 26

87. Використовуючи умову задачі № 86, визначити найбільші радіальні напруження розтягу у балки (рис. 26) з прольотом $l = 9$ м, поперечним

перерізом 14 х 85 см, з радіусом кривизни геометричної осі криволінійної ділянки $R=12$ м. Матеріал балки – соснові дошки 1-го сорту товщиною 34 см.

88. З розрахунку за граничними станами 1-ї групи визначити необхідну висоту однопрольотної шарнірно-обпёртої дощатоклеєної балки, якщо рівномірно розподілене навантаження на балку $q=12,15$ кН/м, балка має прольот $l=6$ м, ширину поперечного перерізу $b=12,5$ см, матеріал – соснові дошки 2-го сорту товщиною 35 мм.

Розв'язання: 1. Перевірка на міцність за нормальними напруженнями:

$$\sigma_{\text{виг}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_{\text{розр}}} \leq R_{\text{виг}} \cdot m_{\text{ш}} \cdot m_{\delta}.$$

Згідно з табл. 3 п. 1 БНіП II-25-80 для сосни 2-го сорту розрахунковий опір $R_{\text{виг}}=14,0$ МПа. Коефіцієнт умов роботи $m_{\text{ш}}=1,0$ (табл. 8 БНіП), коефіцієнт, який залежить від висоти перерізу $m_{\delta}=1$ (табл. 7 БНіП).

$$h \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{b \cdot R_{\text{виг}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot q \cdot l^2}{8 \cdot b \cdot R_{\text{виг}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 600^2}{8 \cdot 12,5 \cdot 14}} = 44 \text{ см.}$$

2. Перевірка на міцність за напруженнями зсуву

$$\tau_{\text{ск}} = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b_{\text{розр}}} \leq R_{\text{ск}} \quad \text{або} \quad \tau_{\text{ск}} = \frac{3Q}{2 \cdot b_{\text{розр}} \cdot h} \leq R_{\text{ск}},$$

де $R_{\text{ск}} = 1,5$ МПа згідно з табл. 3 п. 5,6 БНіП II-25-80.

$$h = \frac{3Q}{2 \cdot b_{\text{розр}} \cdot R_{\text{ск}}} = \frac{3Q}{2 \cdot b \cdot m \cdot R_{\text{ск}}} = \frac{3 \cdot ql}{2 \cdot 2 \cdot b \cdot 0,6 \cdot R_{\text{ск}}} =$$

$$= \frac{3 \cdot 12,5 \cdot 6}{2 \cdot 2 \cdot 0,125 \cdot 0,6 \cdot 1,5} = 0,5 \text{ м,}$$

де $m = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує можливі непростеї у швах.

З урахуванням товщини дощок висота перерізу балки буде такою:

$$h = 3,5 \cdot 15 = 52,5 \text{ см} > 50 \text{ см.}$$

89. Визначити за граничним станом 1-ї групи необхідну висоту однопрольотної шарнірно обпёртої дощатоклеєної балки прольотом $l=9$ м, навантаженої рівномірно розподіленим розрахунковим навантаженням $q=10$ кН/м. Балка підсилена сталеву арматурою з коефіцієнтом армування $\mu=1\%$. Ширина балки $b=15$ см, матеріал – соснові дошки довщиною після стругання $\delta=35$ мм 3-го сорту (рис. 27).

Розв'язання:

1. Визначення центра ваги перерізу:

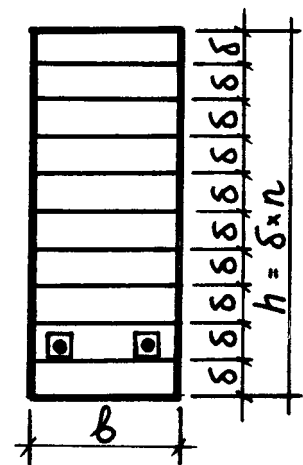


Рис. 27

$$y = \frac{\left(bh\mu \cdot n \cdot h + bh \cdot \frac{h}{2} \right)}{bh\mu \cdot n \cdot h + bh} = \frac{h \cdot (2\mu n + 1)}{2 \cdot (\mu n + 1)},$$

де $n = \frac{E_a}{E_g} \approx 21$.

2. Визначення геометричних характеристик перерізу:

Приведений до деревини момент інерції

$$J_{np} = \frac{bh^2}{12} \cdot \frac{4\mu n + 1}{\mu n + 1};$$

приведений до деревини статичний момент

$$S_{np} = \frac{bh^2}{8} \cdot \left(\frac{2\mu n + 1}{\mu n + 1} \right)^2;$$

приведений до деревини момент опору

$$W_{np}^{\min} = \frac{J_{np}}{y} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{1 + 4\mu n}{1 + 2\mu n}; \quad W_{np}^{\max} = \frac{bh^2}{6} \cdot (1 + 4\mu n).$$

3. Перевірка міцності за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np}} \leq R_{\text{виз}} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}; \quad M = \frac{ql^2}{8};$$

$$h \geq \sqrt{\frac{ql^2}{8} \cdot \frac{6 \cdot (1 + 2\mu n)}{b \cdot (1 + 4\mu n) \cdot R_{\text{виз}} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{10,0 \cdot 900^2}{8} \cdot \frac{6 \cdot (1 + 2 \cdot 1\% \cdot 21)}{15 \cdot (1 + 4 \cdot 1\% \cdot 21) \cdot 110 \cdot 0,98 \cdot 0,99}} = 54,12 \text{ см.}$$

Тут $R_{\text{виз}} = 110 \text{ кг/см}^2$; $m_{\delta} = 0,98$; $m_{\text{ш}} = 0,99$.

З урахуванням товщини дощок $\delta = 3,5 \text{ см}$ маємо $h = 3,5 \times 16 = 56 \text{ см}$.

4. Перевірка міцності за дотичними напруженнями:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np}}{J_{np} \cdot b_{\text{розр}}} \leq R_{\text{ск}} \cdot m_{\text{ш}}; \quad Q_{\max} = \frac{ql}{2}.$$

$$\frac{ql}{2} \cdot \frac{bh^2(2\mu n + 1)^2 \cdot 12 \cdot (\mu n + 1)}{8 \cdot (\mu n + 1)^2 \cdot bh^3(4\mu n + 1) \cdot b_{\text{розр}}} = R_{\text{ск}} \cdot m_{\text{ш}}.$$

$$\frac{ql}{2} \cdot \frac{(2\mu n + 1)^2 \cdot 12}{8 \cdot (\mu n + 1) \cdot (4\mu n + 1) \cdot h \cdot b_{\text{розр}}} = R_{\text{ск}} \cdot m_{\text{ш}}.$$

$$h = \frac{3}{4} \cdot \frac{ql \cdot (2\mu n + 1)^2}{(\mu n + 1) \cdot (4\mu n + 1) \cdot b_{\text{розр}} \cdot R_{\text{ск}} \cdot m_{\text{ш}}} =$$

$$= \frac{3}{4} \cdot \frac{10 \cdot 900 \cdot (2 \cdot 1\% \cdot 21 + 1)^2}{(1\% \cdot 21 + 1) \cdot (4 \cdot 1\% \cdot 21 + 1) \cdot 15 \cdot 0,6 \cdot 15 \cdot 0,99} = 45,74 \text{ см} < 56 \text{ см.}$$

Таким чином, необхідна висота дощокклеєної армованої одинарною арматурою балки $h = 56$ см.

90. Використовуючи умови задачі № 89, визначити з розрахунку за граничним станом 2-ї групи висоту дощатокклеєної армованої балки покриття, якщо нормативне рівномірно розподілене навантаження $q^H = 8,9$ кН/м² (рис. 27).

Розв'язання:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{np}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]; \quad \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300}.$$

Ураховуючи, що $J_{np} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{4\mu n + 1}{\mu n + 1}$,

будемо мати

$$h \geq \sqrt{\frac{5 \cdot q^H \cdot l^3 \cdot 12 \cdot (\mu n + 1) \cdot 300}{384 \cdot E \cdot b \cdot (4\mu n + 1)}} =$$

$$= \sqrt{\frac{5 \cdot 8,9 \cdot 900^3 \cdot 12 \cdot (1\% \cdot 21 + 1) \cdot 300}{384 \cdot 100000 \cdot 15 \cdot (4 \cdot 1\% \cdot 21 + 1)}} = 51,1 \text{ см.}$$

З урахуванням товщини дощок $\delta = 3,5$ см маємо

$$h = 3,5 \cdot 15 = 52,5 \text{ см.}$$

91. Визначити найбільший відносний вигин консольної жорстко защемленої балки довжиною $l_k = 3$ м (рис. 28) змінної висоти, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 15$ кН/м, з урахуванням деформацій зсуву. Поперечний переріз кінця консолі 17,5 х 17,5 см, схил верхньої кромки – 0,1.

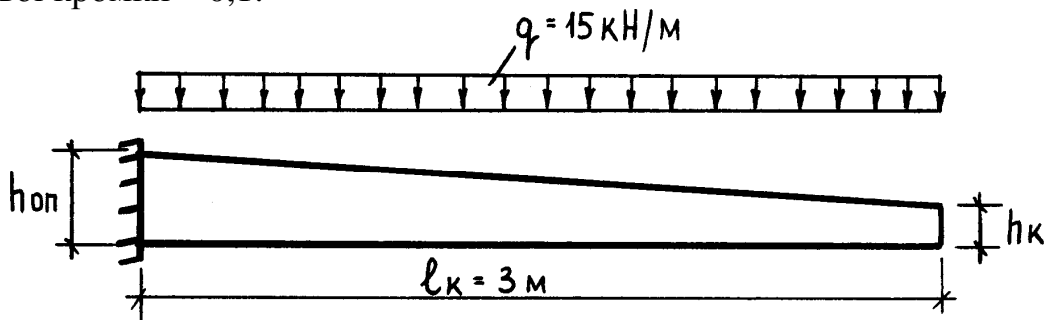


Рис. 28

Розв'язання:

$$h_0 = h_k + i l_k = 17,5 + 0,1 \cdot 300 = 47,5 \text{ см.}$$

Згідно з табл. 3 додатка 4 БНіП II-25-80

$$f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h_0}{l_k} \right)^2 \right].$$

$$K = 0,35 + 0,65\beta = 0,35 + 0,65 \cdot \frac{17,5}{47,5} = 0,59.$$

$$C = 5,4 + 2,6\beta = 5,4 + 2,6 \cdot \frac{17,5}{47,5} = 6,36.$$

$$f_0 = \frac{ql_k^4}{8 \cdot EJ} = \frac{15 \cdot 300^4}{8 \cdot 10^5 \cdot 156292,32} = 0,97 \text{ см.}$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,5 \cdot 47,5^3}{12} = 156292,32 \text{ см}^4.$$

$$f = \frac{0,97}{0,59} \cdot \left[1 + 6,36 \cdot \left(\frac{47,5}{300} \right)^2 \right] = 1,91 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l_k} = \frac{1,91}{300} = \frac{1}{157}.$$

Відповідь: $\frac{f}{l_k} = \frac{1}{157}.$

92. Виконати розрахунок спрощеного покриття дерев'яної будівлі за такими даними:

- покрівля тепла рулонна по подвійному дощатому настилу, спарених багапрольотних прогонах та двосхилих клеєфанерних балках прольотом $l = 15$ м;

- крок балок $B = 4$ м;

- ухил покрівлі $i = 1:12$;

- сніговий район – III ($P^H = 1 \text{ кН/м}^2$).

Для визначення відстані між прогонами покриття знайдемо довжину похилої частини балки AB при ухилі покрівлі $i = 1:12$ (рис. 29).

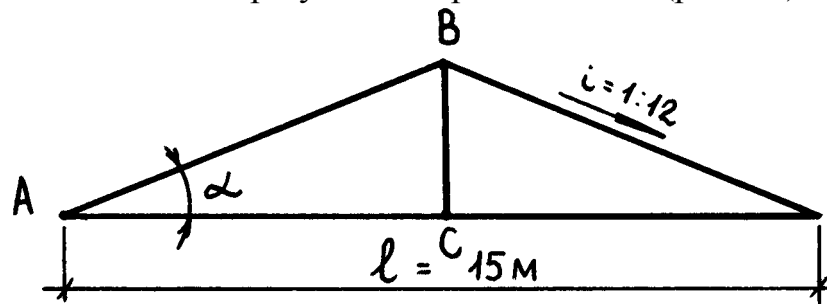


Рис. 29 – До визначення відстані між прогонами

$$BC = i \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,625 \text{ м.}$$

$$AB = \sqrt{AC^2 + BC^2} = \sqrt{7,5^2 + 0,625^2} = 7,526 \text{ м.}$$

За отриманим розміром AB приймає відстань між прогонами $b_H = 1,25$ м ($7,526 : 6 = 1,25$ м).

92.1. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення.

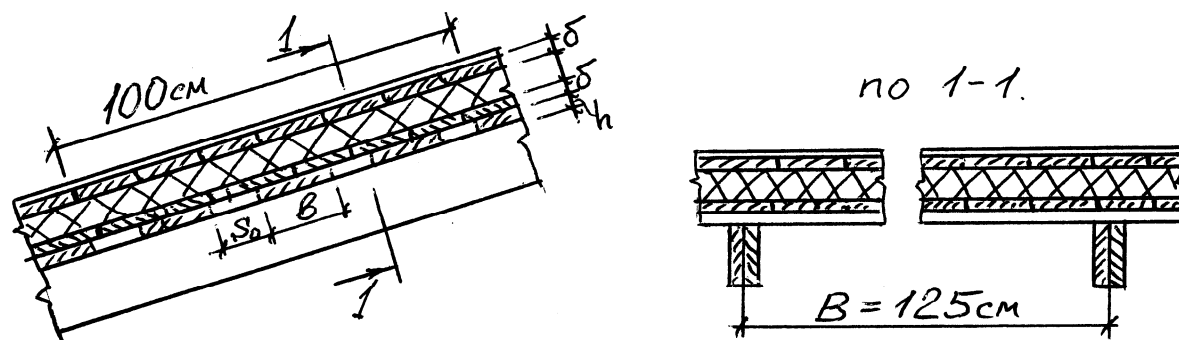


Рис. 30 – До розрахунку настилу

Приймаємо для розрахунку: деревину - сосну 3-го сорту, крок прогонів 1,25 м; переріз дощок робочого розрідженого настилу $b \times h = 15 \times 2,2$ см, покладені із зазором $S_0 = 10$ см, а верхній суцільний захисний настил товщиною $\delta = 1,6$ см.

Розрахунок настилу виконуємо для смуги шириною 100 см. Кут нахилу до уваги не приймаємо.

Здійснюємо підрахунок у табл. 1 навантажень на 1 пог. м розрахункової смуги настилу (рис. 30).

Таблиця 1 – Підрахунок навантажень на настил

№ п/п	Найменування навантажень	$q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,10	1,2	0,12
2.	Вирівнюючий настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Утеплювач $\delta = 0,07$ м; $\gamma = 0,5$ кН/м ³	0,035	1,2	0,042
4.	Захисний настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
5.	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \frac{100}{15 + 10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
	Разом $q_{c.s}^n =$	0,361	$q_{c.s} = 0,411$	
6.	Снігове навантаження	1,00	1,6	1,60
	$q^n = 1,361$		$q = 2,011$	

Розрахункову схему настилу приймаємо у вигляді двопрольотної балки з прольотами $l = 1,25$ м. Визначаємо максимальний згинальний момент при першому сполученні навантажень - власна вага і сніг (рис. 31)

$$M_{\max}^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,011 \cdot 1,25^2}{8} = 0,393 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

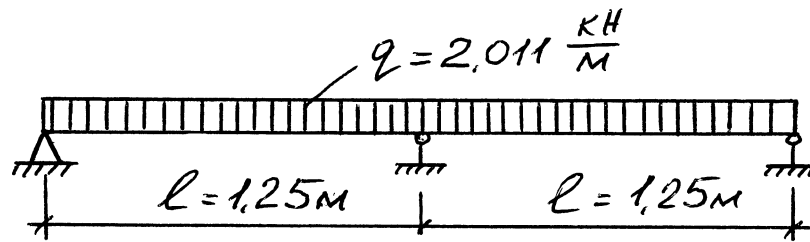


Рис. 31 – Розрахункова схема настилу при першому сполученні навантажень

Визначаємо максимальний згинальний момент при другому сполученні навантажень - власна вага покриття і зосереджений вантаж $P = 1,2 \text{ кН}$ (рис. 32)

$$\begin{aligned} M_{\max}^2 &= 0,07q_{c.б}l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = \\ &= 0,07 \cdot 0,411 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot \frac{1,2}{0,5} \cdot 1,25 = 0,666 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

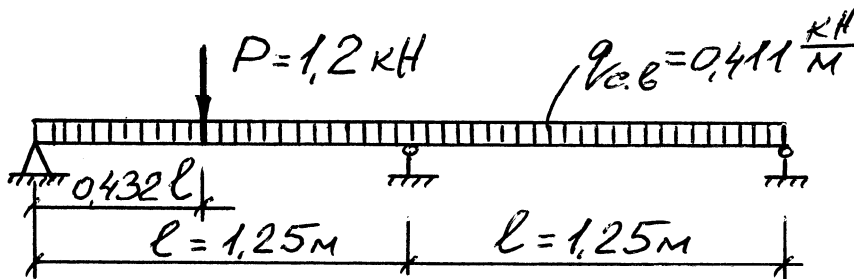


Рис. 32 – Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

Більш не вигідним для перевірки міцності настилу виявляється другий випадок навантаження.

Знаходимо момент опору настилу

$$W_{HT} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{100}{b + S_0} = \frac{15 \cdot 2,2^2}{6} \cdot \frac{100}{15 + 10} = 48,4 \text{ см}^3.$$

Тут $\frac{100}{15+10}$ - число дощок, що укладаються на ширині настилу 100 см.

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^2}{W_{HT}} = \frac{0,666 \cdot 10^3}{48,4} = 13,76 \text{ МПа} < R_u \cdot 1,2 = 13,0 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Тут 1,2 - коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.

Умова міцності задоволена.

Перевіряємо жорсткість настилу за першим сполученням навантажень. Для цього попередньо знаходимо момент інерції настилу:

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,24 \text{ см}^4.$$

Визначаємо відносний прогин настилу

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,361 \cdot 10^{-2} \cdot 125^3}{10^3 \cdot 53,24} = \frac{1}{361} < \frac{1}{150},$$

тобто вимогу за жорсткістю настилу (табл. 12 додатка 1) задоволено.

92.2. Розрахунок спареного багатопрольотного прогону.

Дано: Крок основних несучих конструкцій - 4,0 м. Інші дані ті ж, що й у розрахунку настилу.

Розв'язання: Приймаємо орієнтовно прогони з двох дощок з деревини сосни 2-го сорту перерізом 4,4 х 17,5 см. Нормативне навантаження від ваги прогону на 1 м² покриття буде таким

$$g_{в.в.}^H = \frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175 \cdot 5,0}{1,25} = 0,0616 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{в.в.} = 0,0616 \cdot 1,1 = 0,068 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Додавши ці навантаження до раніше отриманих навантажень на дощатий настил, одержуємо

$$g^H = 1,361 + 0,0616 = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$g = 2,011 + 0,068 = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо навантаження на 1 пог. м прогону при відстані між ними 1,25 м:

$$q^H = 1,4226 \cdot 1,25 = 1,78 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q = 2,079 \cdot 1,25 = 2,60 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічно рівнопрогонному, тобто $x = 0,2113l$ (рис. 32). Приймаємо також $l_{кр} = l$, тобто маємо умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів.

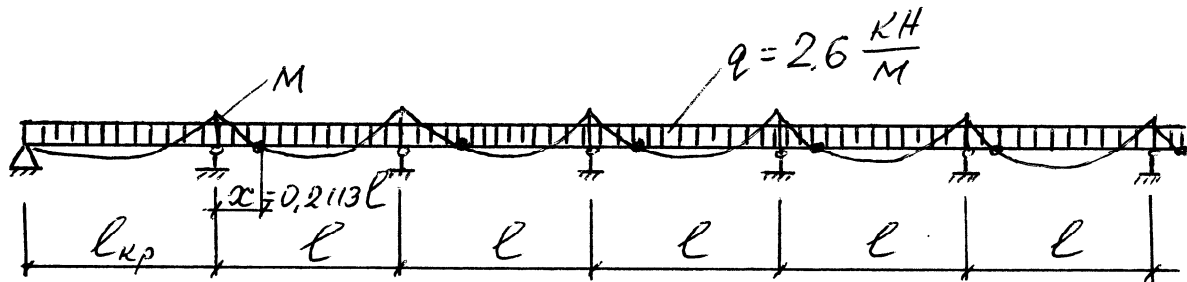


Рис. 33 – Розрахункова схема прогону

Визначаємо максимальний згинальний момент на першій проміжній опорі при перерахованих вище умовах

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2,60 \cdot 4^2}{10} = 4,16 \text{ кН.м.}$$

Знаходимо необхідний момент опору прогону

$$W_{TP} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{4,16 \cdot 10^3}{13,0} = 320 \text{ см}^3.$$

Цьому моменту опору відповідає переріз 2 х (4,4 х 15) см

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^2}{6} = 330 \text{ см}^3 > 320 \text{ см}^3.$$

Виконуємо перевірку міцності прогону

$$\sigma = \frac{4,16 \cdot 10^3}{330} = 12,6 \text{ МПа} < R_u = 13,0 \text{ МПа},$$

тобто вимогу за міцністю прогону задоволено.

Перевіряємо прогін на жорсткість, для чого спочатку визначаємо момент інерції перерізу прогону

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^3}{12} = 2475 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{1,78 \cdot 10^{-2} \cdot 400^3}{10^3 \cdot 2475} = \frac{1}{333} < \frac{1}{200},$$

тобто прийнятий переріз прогону також задовольняє умовам жорсткості.

Розрахунок стику прогонів

Приймаємо цвяхи, що скріплюють стик прогонів $\varnothing 3$ мм, $l_{\text{зв}} = 80$ мм.

Знаходимо відстань від осі опори до центра стику:

$$x = 0,2113l = 0,2113 \cdot 4,0 = 0,84 \text{ м.}$$

Знаходимо відстань від осі опори до центра розміщення цвяхів при дворядному їхньому розміщенні (рис. 34)

$$x_{\text{цв}} = 84 - (6 + 3) = 75 \text{ см,}$$

де 6 см - відстань від стику до першого ряду цвяхів; 3 см - половина відстані між рядами цвяхів.

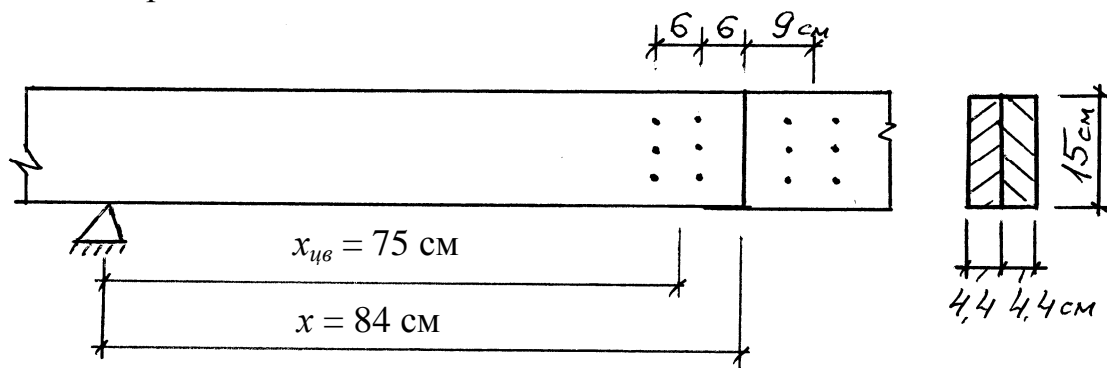


Рис. 34 – До розрахунку стику прогонів

Визначаємо розрахункову довжину заземлення цвяха в другій непробивній наскрізь дошці прогону:

$$a_{цв} = l_{цв} - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{цв} = 8 - 4,4 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,3 = 2,65 \text{ см},$$

де $c = 4,4$ см - товщина дошки, що пробивається наскрізь; $n_{ш} = 1$ - кількість швів, які перетинає цвях; $0,2$ см - розрахункова деформація зсуву; $1,5d_{цв}$ - довжина загостреної частини цвяха; $a_{цв} = 2,65 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$, тобто вимога БНіП ІІ25-80 задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха (табл. 17 БНіП ІІ 25-80):

$$T_{цв}^c = 0,50cd = 0,50 \cdot 4,4 \cdot 0,3 = 0,66 \text{ кН};$$

$$T_{цв}^u = 2,50d^2 + 0,01a^2 = 2,50 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,65^2 = 0,2953 \text{ кН},$$

що менше $4,0d^2 = 4,0 \cdot 0,3^2 = 0,36 \text{ кН}$.

З отриманих значень приймаємо менше значення несучої здатності. Знаходимо необхідну кількість цвяхів з кожної сторони стику.

$$n_{цв} = \frac{M_{он}}{2x_{цв} \cdot T_{цв}} = \frac{4,16 \cdot 10^2}{2 \cdot 75 \cdot 0,2953} = 9,4 \text{ цвяхів}.$$

Приймаємо 10 цвяхів. Розставляємо їх у два ряди по 5 цвяхів у ряді. В іншій частині прогону для забезпечення спільності роботи складових його двох дощок ставимо без розрахунку по два цвяхи $\varnothing 3$ мм, $l_{цв} = 80$ мм через 50 см.

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів - 10 штук з кожної сторони стику згідно з БНіП ІІ 25-80 (рис. 34 - 35).

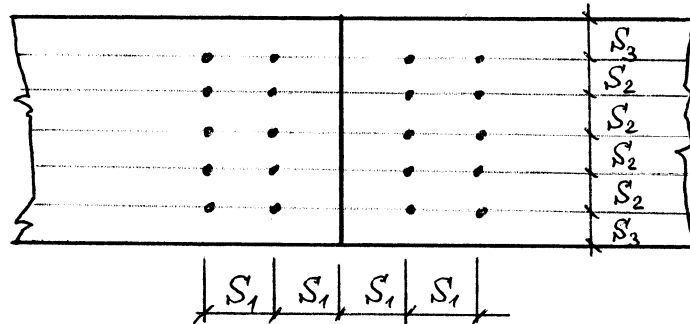


Рис. 35 – Розміщення цвяхів на стику прогонів

S_1 повинно бути більше або дорівнювати $15d_{цв} = 15 \cdot 0,3 = 4,5$ см при товщині елемента $c \geq 10d_{цв} = 10 \cdot 0,3 = 3$ см, що пробивається наскрізь. У нашому випадку S_1 - відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки прийнята рівною 6 см, що більше, ніж мінімально припустиме 4,5 см, а товщина однієї дошки прийнята $c = 4,4$ см, що також більше, ніж мінімальне рекомендоване значення 3 см.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон між самими цвяхами $S_2 \geq 4d_{цв}$ і відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра дошки $S_3 \geq 4d_{цв}$. У нашому випадку всі 5 цвяхів кожного ряду забиваємо по вертикалі через рівні проміжки.

Приймаємо $S_2 = S_3 = 2,5$ см, що більше, ніж $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см, або $15 \text{ см} = 4S_2 + 2S_3 = 6 \cdot 2,5 \text{ см}$.

92.3. Розрахунок клеєфанерної балки.

Дано: проліт балки $l = 15$ м; крок балок - $B = 4$ м; ухил покрівлі $i = 1:12$.

Матеріал: сухі соснові дошки 1 сорту, багатошарова водостійка фанера марки ФСФ сорту В/ВВ.

Розв'язання: Визначаємо діючі навантаження з урахуванням власної ваги балки і навантажень на прогони $g^H = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; $g = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$:

$$g_{в.в.}^H = \frac{g^H}{\frac{K_{св} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{3,5 \cdot 15}{1000} - 1} = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (g^H + g_{в.в.}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4,0 = 6,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{в.в.}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4,0 = 8,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту:

$$h_{сер} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м. При заданому ухилі покрівлі висота перерізу на опорі}$$

$$\text{буде: } h_{он} = h_{сер} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88 \text{ м. Товщину фанерної стінки}$$

приймаємо рівною $\delta_{ф} = 1,2$ см. Ширину поясів приймаємо $b_n = 15$ см, а висоту верхнього і нижнього поясів приймаємо однаковими рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний) (рис. 36).

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки

$$x = l[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] = 15[\sqrt{0,592(1+0,592)} - 0,592] = 5,682 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{он}}{i \cdot l} = \frac{0,88 - 0,14}{\frac{1}{12} \cdot 15} = 0,592,$$

$h'_{он}$ - висота балки на опорі між центрами поясів.

Знаходимо висоту балки в розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_{он} + ix = 0,88 + \frac{1}{12} \cdot 5,682 = 1,354 \text{ м.}$$

Визначаємо згинальний момент у перерізі x:

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{8,67 \cdot 5,682(15-5,682)}{2} = 229,52 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для сприйняття цього згинального моменту необхідний момент опору (приведений до матеріалу фанерної стінки):

$$W_{np.\phi} = \frac{M_x}{R_{p.\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{8,4} = 27324 \text{ см}^3.$$

Тут $R_{p.\phi} = 8,4$ МПа прийнято з урахуванням $m_\phi = 0,6$ - коефіцієнта форми поперечного перерізу.

Цьому $W_{np.\phi}$ відповідає $J_{np.\phi}$:

$$J_{np.\phi} = W_{np.\phi} \cdot \frac{h_x}{2} = 27324 \cdot \frac{135,4}{2} = 1849835 \text{ см}^4.$$

Необхідну величину моменту інерції поясів знаходимо з формули

$$J_\phi = (J_{np.\phi} - J_\phi) \frac{E_\phi}{E_\phi} = \left(1849835 - \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 135,4^3}{12} \right) \cdot \frac{90000}{100000} = 1218036 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів балки висотою 14 см дорівнює

$$J_\phi = \frac{b_n [h_x^3 - (h_x - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [135,4^3 - (135,4 - 2 \cdot 14)^3]}{12} = 1554346 \text{ см}^4, \text{ що}$$

більше, ніж 1218036 см^4 , тобто прийняті раніше розміри поясів відповідають умовам міцності.

Зробимо перевірку міцності поясів на дію нормальних напружень при вигині в перерізі x , для чого спочатку знаходимо $W_{np.\phi}$:

$$W_{np.\phi} = \left(J_\phi + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\phi} \right) \cdot \frac{2}{h_x} = \left(1554346 + 496462 \cdot \frac{90000}{100000} \right) \cdot \frac{2}{135,4} = 25325 \text{ см}^3.$$

Тоді розтягуючі (стискаючі) напруження в поясах від вигину будуть:

$$\sigma_\phi = \frac{M_x}{W_{np.\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10,0 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці

$$\sigma_\phi = \sigma_\phi \frac{E_\phi}{E_\phi} = 9,063 \cdot \frac{90000}{100000} = 8,157 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа},$$

тобто міцність у небезпечному перерізі деревини поясів і фанерної стінки забезпечена.

Перевірка стійкості стиснутого пояса балки з площини вигину

По балках покладені спарені прогони з відстанню між ними $b_n = 1,25$ м, які прикріплюються в місцях обпирання до верхнього пояса балки. Звідси вільна довжина верхнього пояса з площини балки $l_0 = 125$ см, а гнучкість з площини вигину

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b_n} = \frac{125}{0,29 \cdot 15} = 29.$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{29}{100} \right)^2 = 0,932.$$

Тоді з урахуванням $\varphi_y = 0,932$ стискаючі напруження в деревині пояса будуть:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_d}{\varphi_y} = \frac{9,063}{0,932} = 9,724 \text{ МПа} < R_{c.d} = 14,0 \text{ МПа},$$

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

Перевірка фанерної стінки в опорній панелі

Відстань між осями ребер жорсткості в опорній панелі $a = 62,5$ см.

Розрахункова висота стінки: $h_{cm} = 88 + \frac{1}{12} \cdot \frac{62,5}{2} - 2 \cdot 14 = 62,6$ см.

Умова $a \leq h_{cm}$ для опорної панелі виконана;

$\frac{h_{cm}}{\delta_\phi} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5$, що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на місцеву стійкість не потрібна.

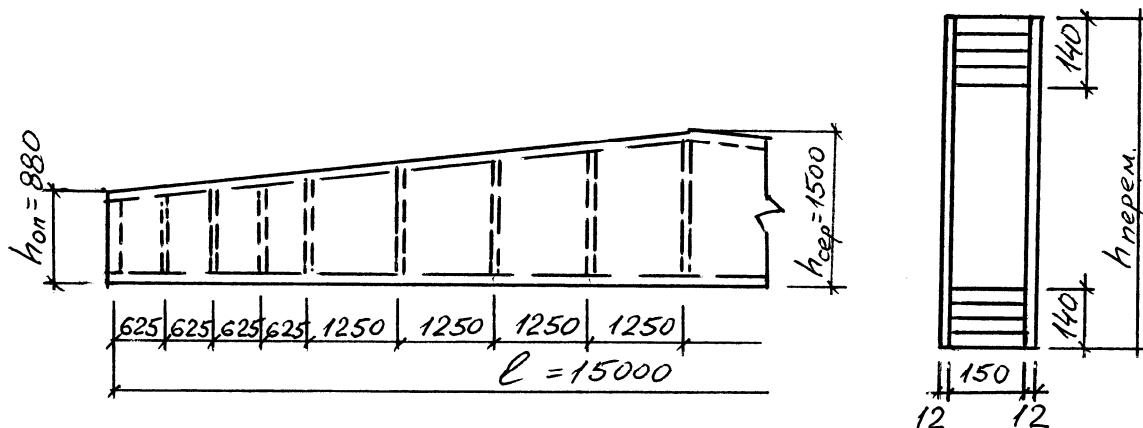


Рис. 36 – Клеєфанерна балка

Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot 2\delta_\phi} \leq R_{ср.\phi},$$

для чого послідовно знаходимо:

величину максимальної поперечної сили

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,67 \cdot 15}{2} = 65,025 \text{ кН},$$

статичний момент половини перерізу фанерної стінки в опорному перерізі

$$S_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{8} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{8} = 2323,2 \text{ см}^3,$$

статичний момент одного дерев'яного пояса в опорному перерізі

$$S_{\partial} = b_n \cdot h_n \left(\frac{h_{on} - h_n}{2} \right) = 15 \cdot 14 \cdot \frac{(88 - 14)}{2} = 7770 \text{ см}^3,$$

статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{10^5}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3,$$

момент інерції фанерної стінки в опорному перерізі

$$J_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^3}{12} = 136294 \text{ см}^4,$$

момент інерції дерев'яних поясів в опорному перерізі

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_{on}^3 - (h_{on} - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [88^3 - (88 - 28)^3]}{12} = 581840 \text{ см}^4,$$

момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{10^5}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

Підставляємо отримані значення у вищенаведену формулу перевірки міцності фанерної стінки на зріз

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{cp.\phi} = 6,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Для опорного перерізу $\sigma = 0$ і, отже, при перевірці головних розтягуючих напружень $\alpha = 45^0$. Тому $\sigma_{p.\phi.45^0} = \tau_{\max} = 3,792 \text{ МПа}$, що менше $R_{p.\phi.45^0} = 4,5 \text{ МПа}$.

Перевіряємо міцність клейового з'єднання стінки з поясом на зсув:

$$\tau_1 = \frac{Q_{\max} \cdot S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}}}{J_{np.\phi} \cdot 2h_n} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 7770 \cdot \frac{100000}{90000}}{782783 \cdot 2 \cdot 14} = 0,26 \text{ МПа} < R_{\phi.ck} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300} \text{ (табл. 12, Додаток 1),}$$

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right];$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_\phi \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,01 \cdot 10^{-2} \cdot 1500^4}{900 \cdot 2840489} = 1,55 \text{ см.}$$

$$J_{np.\phi} = J_\phi + J_\partial \frac{E_\partial}{E_\phi} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{10^5}{90000} =$$

$$= 2840489 \text{ см}^4,$$

K - коефіцієнт, що враховує вплив змінної висоти балки на її жорсткість

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h'_{on}}{h'_{сер}} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{88 - 14}{150 - 14} = 0,726.$$

C - коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву на жорсткість балки (табл. 3 додатка 4 БНІП II 25-80)

$$C = \left(45,3 - 6,9 \frac{h_{on}}{h_{сер}} \right) \cdot \gamma = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{88}{150} \right) \cdot 1,167 = 48,141.$$

$$\gamma = \frac{F_{поясов}}{F_{стенки}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 14}{2 \cdot 1,2 \cdot 150} = 1,167. \quad f = \frac{1,55}{0,726} \left[1 + 48,141 \left(\frac{150,0}{1500,0} \right)^2 \right] = 3,163 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,163}{1500} = \frac{1}{474} < \frac{1}{300},$$

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

93. Виконати розрахунок двосхилої дощато-цвяхової балки будівельного виготовлення за такими вихідними даними:

- прольот балки $l = 12$ м;

- нормативне постійне навантаження на балку від покриття будівлі

$$g_n^H = 0,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

- розрахункове постійне навантаження на балку від покриття будівлі

$$g_n = 0,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

- нормативне снігове навантаження $P_{сн}^H = 1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$

- розрахункове снігове навантаження $P_{сн} = 1,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$

- ухил покрівлі $i = 1:10$.

Розв'язання: Власну нормативну вагу балки знайдемо за формулою

$$g_{вл.в.}^H = \frac{g_n^H + P_{сн}^H}{\frac{K_{вл.в.}}{1000} - 1} = \frac{0,72 + 1,0}{\frac{6}{1000} - 1} = 0,135 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де $K_{вл.в.} = 6$ – коефіцієнт власної ваги дощато-цвяхової балки.

Визначимо нормативне і розрахункове навантаження на 1 пог.м. балки:

$$q^H = (g_n^H + P_{CH}^H + g_{вл.в.}^H)B = (0,72 + 1,0 + 0,135) \cdot 6,0 = 11,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g_n + P_{CH} + g_{вл.в.}^H \cdot \gamma_f)B = (0,82 + 1,52 + 0,135 \cdot 1,1) \cdot 6,0 = 14,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де $B = 6$ м – крок дощато-цвяхових балок; $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт безпеки для власної ваги балки.

Визначимо висоту двосхилої дощато-цвяхової балки у чверті її прольоту $h_{чв} = \frac{l}{9} = \frac{12}{9} = 1,33$ м. Приймаємо $h_{чв} = 1,5$ м. При заданому схилі покрівлі $i = 1:10$ визначимо висоту балки у середині прольоту $h_{сер} = h_{чв} + i \cdot \frac{l}{4} = 1,5 + 0,1 \cdot \frac{12}{4} = 1,8$ м.

Висота балки на опорі буде такою $h_{он} = h_{сер} - i \cdot \frac{l}{2} = 1,8 - 0,1 \cdot \frac{12}{2} = 1,2$ м, що більше $0,4 \cdot h_{сер} = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72$ м, тобто конструктивні вимоги витримані.

Щоб знайти переріз елементів балки, визначимо відстань від опори до перерізу з найбільшим зусиллям в поясах балки за формулою

$$x = [\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] \cdot l = [\sqrt{0,835 \cdot (1+0,835)} - 0,835] \cdot 12 = 4,83 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{он}}{i \cdot l} = \frac{1,0}{0,1 \cdot 12} = 0,835,$$

$h'_{он} = 0,85 \cdot h_{он} = 0,85 \cdot 1,2 \approx 1,0$ м – відстань між осями поясів на опорі балки.

Розрахунковий згинальний момент у небезпечному перерізі x буде таким

$$M_{x5} = \frac{q \cdot x(l-x)}{2} = \frac{14,93 \cdot 4,83 \cdot (12 - 4,83)}{2} = 258,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальне розрахункове зусилля у нижньому поясі балки

$$N_{Н.П.} = \frac{M_x}{h'_x} = \frac{285,5}{1,458} = 177,3 \text{ кН,}$$

де $h'_x = (h_{он} + ix) - b = (1,2 + 0,1 \cdot 4,83) - 0,225 = 1,458$ м – відстань між осями поясів у небезпечному перерізі x .

Визначаємо потрібну площу перерізу нижнього поясу балки

$$F_{\bar{op}} = \frac{K \cdot N_{Н.П.}}{R_p \cdot m_0} = \frac{1,15 \cdot 177,30}{1,0 \cdot 0,8} = 254,9 \text{ см}^2,$$

де $K = 1,15$ – орієнтований коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу нижнього поясу балки; $R_p = 1,0$ кН/см² – розрахунковий опір деревини сосни на розтяг; $m_0 = 0,8$ – коефіцієнт, що зменшує розрахунковий опір деревини для ослаблених перерізів.

Призначаємо переріз поясів балки з двох дощок 225×60 мм з площею бруто кожного поясу $F_{\bar{op}} = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 = 270 \text{ см}^2 > 254,9 \text{ см}^2$.

Перехресну стінку балки складаємо з двох шарів дощок перерізом 150 х 30 мм із загальною товщиною стінки, що дорівнює товщині однієї дошки нижнього поясу. Дощки стінки розміщуємо під кутом 30° до нижнього поясу.

Ребра жорсткості розміщуємо на опорах балки і в прольоті з кроком 1,5 м (в місцях опирання прогонів покрівлі) з умовою, щоб цей крок був не більше $1/8$ прольоту балки.

Розрахунок стика нижнього поясу

Стик нижнього поясу проектуємо в середині прольота балки. При цьому довжина дощок нижнього поясу буде

$$l_g = \frac{l}{2} + 0,2 = \frac{12}{2} + 0,2 = 6,2 \text{ м} < 6,5 \text{ м},$$

де 0,2 м – запас довжини на обпирання балки.

Розрахунковий згинальний момент у середині прольота балки

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,93 \cdot 12^2}{8} = 268,74 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Зусилля розтягу у нижньому поясі в місці стика

$$N_p = \frac{M}{h_{сер} - b} = \frac{268,74}{1,8 - 0,225} = 170,63 \text{ кН},$$

де $b = 0,225$ м – ширина поясних дощок балки.

Стик поясу виконуємо за допомогою двох накладок і однієї прокладки перерізом 225 х 60 мм на сталевих циліндричних нагелях діаметром $d = 12$ мм.

Несучу здатність одного зріза нагеля знаходимо за формулами

$$T_c = 0,8cd = 0,8 \cdot 6 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН}.$$

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 6 \cdot 1,22 = 5,76 \text{ кН}.$$

$$T_{виг} = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 3,312 \text{ кН}.$$

Для подальших розрахунків будемо брати найменшу несучу здатність за вигином нагеля, тобто $T_{\min} = 3,312$ кН.

Визначаємо необхідну кількість чотиризрізних нагелів з однієї сторони

$$\text{стика } n = \frac{N_p}{4T_{\min}} = \frac{170,63}{4 \cdot 3,312} = 12,88 \text{ шт.}$$

Приймаємо 14 нагелів, з яких 4 стяжних болти.

Нагелі розміщуємо у два поздовжніх ряда з відстанями

$$S_1 = 10 \text{ см} > 7d = 7 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ см}.$$

$$S_2 = 8,5 \text{ см} > 3,5d = 3,5 \cdot 1,2 = 4,2 \text{ см}.$$

$$S_3 = 7,0 \text{ см} > 3d = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ см}.$$

Перевірку міцності нижнього поясу балки виконуємо в перерізі по крайньому ряду нагелів на відстані $x = 5,3$ м від опор та в перерізі з найбільшим зусиллям у нижньому поясі.

Розрахунковий згинальний момент в перерізі по крайньому ряду нагелів, де $x = 5,3$ м

$$M = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{14,93 \cdot 5,3 \cdot (12 - 5,3)}{2} = 265,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахункове зусилля у цьому перерізі нижнього поясу балки

$$N = \frac{M}{h'} = \frac{265,1}{1,505} = 176,15 \text{ кН},$$

де $h' = (h_{on} + ix) - b = (1,2 + 0,1 \cdot 5,3) - 0,225 = 1,505 \text{ м}$ – відстань між осями поясів.

Площа перерізу нетто нижнього поясу в місці стика і в місці з найбільшим зусиллям $N_{H.П.} = 177,3 \text{ кН}$:

$$F_{нт} = F_{\delta p} - 2 \cdot 2 \cdot d_{наг} \cdot a = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 - 2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 6 = 241,2 \text{ см}^2.$$

$$F_{нт} = F_{\delta p} - 2 \cdot 3 \cdot d_{цв} \cdot a = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 - 2 \cdot 3 \cdot 0,55 \cdot 6 = 250,2 \text{ см}^2,$$

де $d_{цв} = 0,55 \text{ см}$ – діаметр цвяхів, які розміщуємо по 3 штуки у вертикальному перерізі нижнього поясу.

Перевіряємо міцність нижнього поясу балки на розтяг у згаданих перерізах

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{176,15 \cdot 10}{241,2} = 7,3 \text{ МПа} < 8,0 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_x = \frac{N_{H.П.}}{F_{HT}} = \frac{177,3 \cdot 10}{250,2} = 7,08 \text{ МПа} < 8,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Перевірка перерізу верхнього поясу

Переріз верхнього поясу перевіряємо на стійкість з площини балки від найбільшого стискаючого зусилля в поясі на відстані $x = 4,83 \text{ м}$ від опори

$$N_{с.п.} = \frac{M_x}{h'_x \cdot \cos \alpha} = \frac{258,5}{1,458 \cdot 0,995} = 178,19 \text{ кН},$$

де α – кут нахилу верхнього поясу до нижнього.

Верхній пояс з двох дощок 225 х 60 мм з зазором 60 мм, з'єднаний по довжині цвяхами, розглядаємо як складений стержень на піддатливих зв'язках.

Момент інерції та радіус інерції поперечного перерізу верхнього поясу (рис. 37) відносно вертикальної осі у:

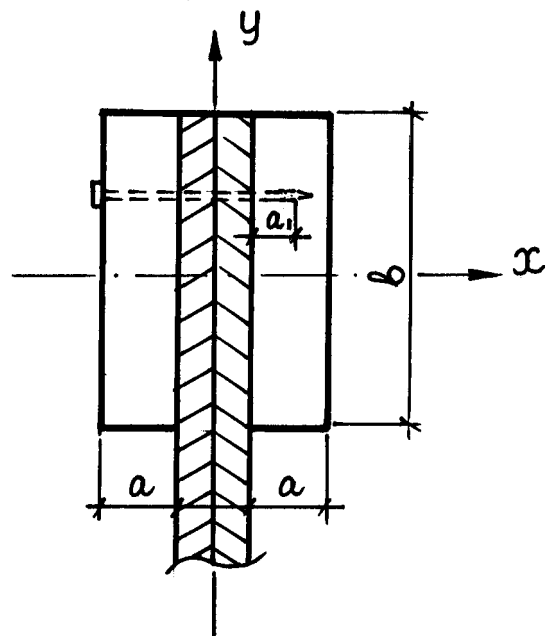


Рис. 37

$$J_y = 2 \cdot \left[\frac{ba^2}{12} + F_{II} \cdot \left(\frac{a+c}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[\frac{22,5 \cdot 6^2}{12} + (22,5 \cdot 6) \cdot \left(\frac{6+6}{2} \right)^2 \right] = 10530 \text{ см}^4.$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{2 \cdot F_{II}}} = \sqrt{\frac{10530}{2 \cdot (22,5 \cdot 6)}} = 6,25 \text{ см.}$$

Визначаємо коефіцієнт приведення гнучкості μ_y складеного поясу на піддатливих з'єднаннях:

$$\mu_y = \sqrt{1 + K_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot n_{зв}}} = \sqrt{1 + 0,331 \cdot \frac{22,5 \cdot 18 \cdot 3}{1,51^2 \cdot 20}} = 3,13,$$

де $K_c = \frac{1}{10 \cdot d_{цв}^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,55^2} = 0,331$ – коефіцієнт піддатливості з'єднань;

$d_{цв} = 0,55$ см – діаметр цвяхів, що скріплюють дошки поясу;

$n_{ш}$ – кількість швів у складеному перерізі;

$n_{зв} = 20$ – орієнтовна кількість зрізів зв'язків в одному шві на 1 м поясу.

Визначаємо приведену гнучкість верхнього поясу за умови, що відстань між рядами поясних цвяхів $S_1 \leq 7a = 7 \cdot 6 = 42$ см.

$$\lambda_{np} = \mu \cdot \lambda_y = 3,13 \cdot 24,16 = 75,62 > 70.$$

де $\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{151}{6,25} = 24,16$; $l_0 = 151$ см – розрахункова довжина верхнього

поясу, що дорівнює відстані між прогонами покрівлі.

Визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_{np}^2} = \frac{3000}{75,62^2} = 0,524.$$

Перевіряємо стійкість верхнього поясу з площини балки

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{розр}} = \frac{178,19 \cdot 10}{0,524 \cdot 2 \cdot 22,5 \cdot 6} = 12,6 \text{ МПа} < R_c = 14,0 \text{ МПа}$$

(для першого сорту деревини сосни).

Розрахунок поясних цвяхів

Дошки поясів з'єднуємо зі стінкою цвяхами діаметром $d_{цв} = 5,5$ см, довжиною $l_{цв} = 175$ мм. Розміри цвяхів беремо за умови достатньої довжини защемлення кінця цвяха в непробитій повністю дощці (рис. 37).

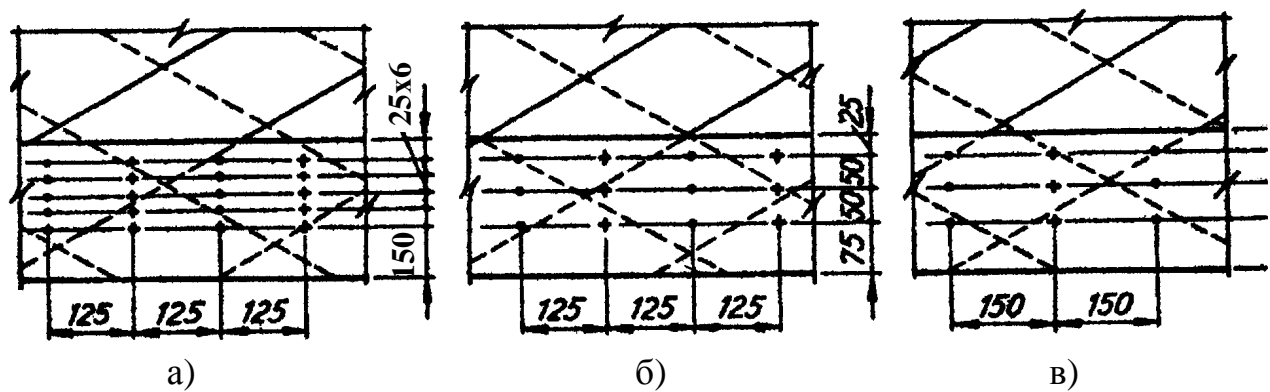


Рис. 38 – Розміщення цвяхів у поясах балки:
а – у 1-й зоні; б – у 2-й зоні; в – у 3-й зоні

$$a_1 = l_{цв} - a - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5 \cdot d_{цв} =$$

$$= 17,5 - 6 - 6 - 0,2 \cdot 3 - 1,5 \cdot 0,55 = 4,075 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,55 = 2,2 \text{ см},$$

де a і c – товщина поясних дощок та перехресної стінки; $n_{ш} = 3$ – кількість швів; $1,5d_{цв}$ – довжина загостреного кінця цвяха.

Визначаємо несучу здатність одного зріза цвяха з урахуванням коефіцієнта умов роботи $m = 0,8$ для цвяхів у з'єднаннях з перехресною стінкою: з умови вигина нагеля (цвяха)

$$T_{виг}^{1зріз} = m \cdot (2,5d^2 + 0,01a^2) = 0,8 \cdot (2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 6^2) = 0,893 \text{ кН} <$$

$$< 0,8 \cdot 40 \cdot d^2 = 0,8 \cdot 4,0 \cdot 0,55 = 0,968 \text{ кН}.$$

$$T_{виг}^{2зріз} = m \cdot (2,5d^2 + 0,01a_1^2) = 0,8 \cdot (2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 4,075^2) = 0,738.$$

З умови зім'яття деревини поясу

$$T_a = m \cdot 0,8 \cdot a \cdot d = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 6,0 \cdot 0,55 = 2,11 \text{ кН} - \text{перший зріз},$$

$$T_{a_1} = m \cdot 0,8 \cdot a_1 \cdot d = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 4,075 \cdot 0,55 = 1,43 \text{ кН} - \text{другий зріз}.$$

З умови зім'яття деревини стінки

$$T_{виг}^{1зріз} = T_{виг}^{2зріз} = m \cdot 0,5 \cdot c \cdot d = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 6,0 \cdot 0,55 = 1,32 \text{ кН}.$$

Звідси маємо найменшу несучу здатність одного двозрізного цвяха

$$T_{\min} = T_{виг}^{1зріз} + T_{виг}^{2зріз} = 0,893 + 0,738 = 1,631 \text{ кН}.$$

У кожному напіврольоті балки установлюємо по три зони цвяхового забою, уздовж яких цвяхи розміщуємо рівномірно. Перші дві зони від кінців балки приймаємо довжиною по 1,5 м, що дорівнює відстані між ребрами жорсткості, третя зона – це решта довжини балки.

Зусилля зсуву T' на 1 м балки, яке передається поясним цвяхам, визначаємо за формулою

$$T' = \frac{Q}{h_0} = \frac{M \cdot \operatorname{tg} \alpha}{(h_0)^2} = \frac{Q - N \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_0},$$

числові значення яких наведені в табл. 2.

Поясні цвяхи у 1-й та 2-й зонах цвяхового забою розраховуємо за середніми значеннями T' для перерізів 1' та 2', а у 3-й зоні – за найбільшим значенням T' у межах цієї зони (табл. 3).

Перевірка стійкості дощок стінки

Для забезпечення стійкості стиснутих дощок стінки з площини балки перехресну стінку скріплюємо вертикальними рядами цвяхів $d_{цв} = 3,5$ мм та $l_{цв} = 80$ мм, які пробивають стінку і загинаються з протилежної сторони. Між усіма ребрами жорсткості забиваємо по одному вертикальному ряду цвяхів за умови, щоб вільна довжина дощок стінки не була більше 30 товщин стінки. При куті нахилу дощок стінки до нижнього поясу балки $\varphi = 30^\circ$ найбільш можлива відстань між вертикальними рядами цвяхів (рис. 39).

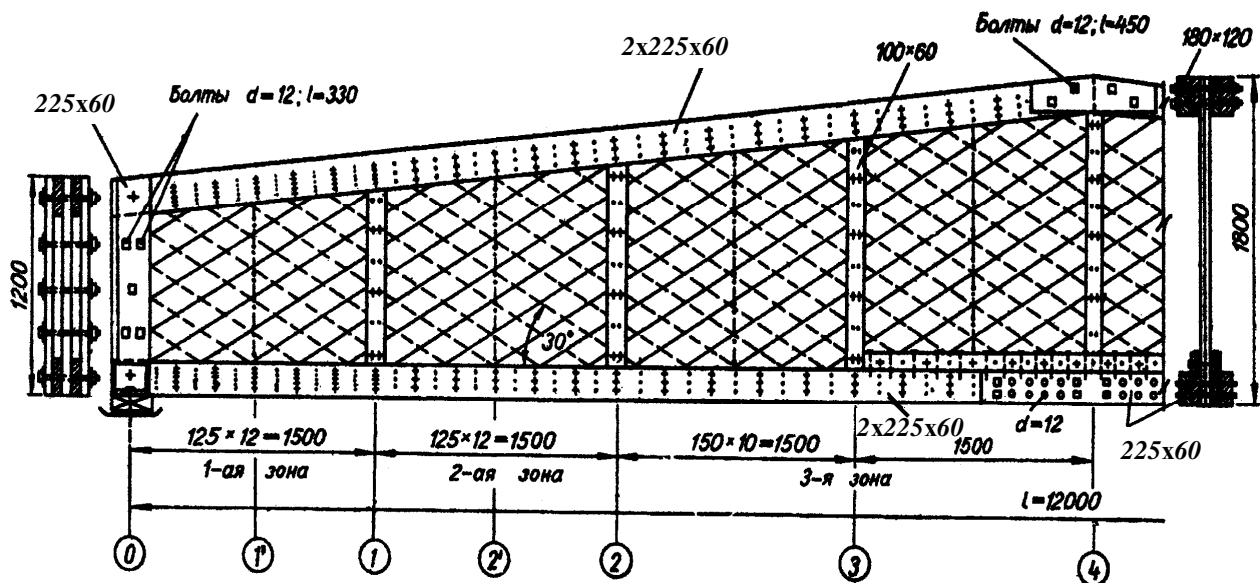


Рис. 39 – Загальний вигляд балки

$$l' = l_1 \cdot \cos \varphi = 30 \cdot c \cdot \cos \varphi = 30 \cdot 3 \cdot 0,867 = 78 \text{ см},$$

що більше прийнятої відстані

$$l' = \frac{d}{2} - b_p = \frac{150}{2} - 10 = 65 \text{ см},$$

де d – відстань між ребрами жорсткості; c – товщина однієї дошки стінки; b_p – ширина ребра жорсткості.

Таблиця 2 – Зусилля зсуву T' в кН/м

Пере- різ (див. рис. 38)	Відс- тань від опори x , м	$Q = q \left(\frac{l}{2} - x \right)$, кН	$M = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}$, кН·м	$h_o = (h_{on} + ix) - b$, м	$N = \frac{M_x}{h_0}$, кН	$N \cdot \operatorname{tg} \alpha$, кН	$Q - N \cdot \operatorname{tg} \alpha$, кН	$T' = \frac{Q - N \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_0}$, кН/м
0	0	89,58	0	0,975	0	0	89,58	91,88
1'	0,75	78,38	62,99	1,05	59,99	5,999	72,38	68,93
1	1,5	67,18	117,57	1,125	104,5	10,45	56,73	50,43
2'	2.25	55,99	163,76	1,2	136,47	13,647	42,34	35,28
2	3	44,79	201,55	1,275	158,08	15,808	28,98	22,73
3	4,5	22,39	251,94	1,425	176,8	17,68	4,71	3,31
4	6,0	0	268,74	1,575	170,63	17,063	-17,063	-10,84

Таблиця 3 – Кількість цвяхів та відстані між ними у зонах поясів на половині довжини балки

Зона балки		Зусилля зсуву T' , кН	Необхідна кількість цвяхів $n = \frac{T'}{T_{\min}} \cdot x$	Кількість цвяхів в одному ряді	Прийнято	
номер	довжина, м				поздовжній крок, см	загальна кількість цвяхів
1	1,5	68,93	64	6	12,5	72
2	1,5	35,28	33	3	12,5	36
3	3,0	22,73	42	3	15	60

Конструювання опорних і проміжних ребер жорсткості

Прокладку іа накладки опорних ребер жорсткості виконуємо з тих же дощок, що і пояса балки, а проміжні ребра – з дощок удвічі меншої ширини, тобто у нашому випадку приймаємо $b_p = 10$ см.

Опорна реакція балки $A = 0,5 \cdot q \cdot l = 0,5 \cdot 14,93 \cdot 12 = 89,58$ кН передається стінці через прокладки опорних ребер, які сприймають напруження зім'яття від поясів балки та через опорні накладки.

Частина опорної реакції, яка сприймається прокладками:

$$A_1 = F_{зім} \cdot R_{зім.90} = 2 \cdot 6 \cdot 22,5 \cdot 0,18 = 48,6 \text{ кН.}$$

Решта опорної реакції $A_2 = A - A_1 = 89,58 - 48,6 = 40,98$ кН передається на накладки, які кріпляться до стінки через прокладки сімома двозрізними болтами $d = 12$ мм, загальна несуча здатність яких дорівнює

$$T_3 = 2 \cdot n_\delta \cdot T_{\min} = 2 \cdot 7 \cdot 3,312 = 46,368 \text{ кН} > A_2 = 40,98 \text{ кН.}$$

Потрібна кількість двозрізних цвяхів $d_{цв} = 5,5$ см та $l_{цв} = 175$ мм у прокладках опорних ребер для сприйняття усієї опорної реакції балки

$$n_{цв} = \frac{A}{T_{\min}} = \frac{89,58}{1,631} = 54 \text{ шт.}$$

Приймаємо $n_{цв} = 54$ шт і розміщуємо їх у 9 рядів по 6 цвяхів у кожному ряді з поздовжнім кроком $S_1 = 10$ см. Тут $T_{\min} = 1,631$ кН – найменша несуча здатність одного двозрізного цвяха.

Проміжні ребра жорсткості кріпимо конструктивно тими ж цвяхами і розміщуємо їх по двом поздовжнім рискам з кроком $S_1 = 173$ см так, щоб на перетині кожної пари дощок стінки розміщувалося по два цвяха.

Розрахунок кріплення надстикових брусків

Надстикові бруски біля стику нижнього поясу приймаємо перерізом 100 х 60 мм (половина ширини дошки пояса) і довжиною, що дорівнює довжині двох панелей. Бруски кріпимо до дощок поясів та до стінки балки вертикальними і горизонтальними цвяхами тих же розмірів, що і поясні цвяхи.

Цвяхи розраховують на зусилля зсуву, яке визначається за найбільшою поперечною силою на початку стику (при самій невигідній комбінації навантажень).

Розрахункова поперечна сила від постійного та одностороннього тимчасового навантажень у перерізі на початку стикової накладки нижнього поясу

$$Q = gB \cdot \frac{l_n}{2} + \frac{P_{сн} \cdot B \cdot l}{8} = 0,97 \cdot 6 \cdot \frac{1,6}{2} + \frac{1,52 \cdot 6 \cdot 12}{8} = 18,336 \text{ кН,}$$

де $g = 0,82 + 0,135 \cdot 1,1 = 0,97$ кН/м² – постійне навантаження на балку; $B = 6$ м – крок балок; $P_{сн} = 1,52$ кН/м² – тимчасове навантаження; $l_n = 1,6$ – довжина накладки у стику нижнього поясу.

Розрахунковий згинальний момент у тому ж перерізі

$$M = \left(\frac{g \cdot l}{2} + \frac{P_{сн} \cdot l}{8} \right) \cdot B \cdot l_c - \frac{g \cdot B \cdot l_c^2}{2} =$$

$$= \left(\frac{0,97 \cdot 12}{2} + \frac{1,52 \cdot 12}{8} \right) \cdot 6 \cdot 5,2 - \frac{0,97 \cdot 6 \cdot 5,2^2}{2} = 174,04 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $l_c = 5,2$ м – відстань від опори до початку стикової накладки довжиною 1,6 м.

Визначаємо зусилля зсуву за знайденими значеннями Q та M на 1 пог. м довжини балки

$$T' = \frac{Q}{h_o} - \frac{M \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_o^2} = \frac{18,336}{1,495} - \frac{174,04 \cdot 0,1}{1,495^2} = 4,48 \text{ кН/м},$$

де $h_o = h_{on} + ix_c - b = 1,2 + 0,1 \cdot 5,2 - 0,225 = 1,495$ м – відстань між центрами поясів балки; $x_c = l_c = 5,2$ м – відстань від опори до початку стикової накладки.

Симетричне завантаження балки дало значення зусилля зсуву $T' = -10,84$ кН/м (див. табл. 2), яке і буде розрахунковим.

Визначаємо несучу здатність одного зріза вертикальних цвяхів, якими прибивають надстиковий брусок до нижнього поясу балки, для чого спочатку знайдемо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха:

$$a_1 = l_{цв} - a - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5 \cdot d_{цв} =$$

$$= 17,5 - 6 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,55 = 6,475 \text{ см},$$

$$T_{виэ} = (2,5d^2 + 0,01a^2) = 2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 6,475^2 = 1,17 \text{ кН}.$$

Необхідна кількість горизонтальних та вертикальних цвяхів на 1 пог. м надстикового бруска

$$n_z = \frac{10,84}{1,631} = 6,7 \text{ шт.},$$

$$n_b = \frac{10,84}{1,17} = 9,3 \text{ шт.}$$

Горизонтальні цвяхи забиваємо в один ряд з кроком $S_1 = 10 \text{ см} > 15d_{цв} = 15 \cdot 0,55 = 8,25$ см, а вертикальні цвяхи в обох надстикових брусках забиваємо також в один ряд з тим же кроком у шахматному порядку з горизонтальними цвяхами. Прийнята кількість горизонтальних та вертикальних цвяхів на 1 пог. м надстикового бруска:

$$n_z = \frac{100}{10} \cdot 1 = 10 \text{ шт.} > 6,7 \text{ шт.},$$

$$n_b = \frac{100}{10} \cdot 2 = 20 \text{ шт.} > 9,3 \text{ шт.},$$

де $S_1 = 10$ см – крок цвяхів; 1 – кількість рядів горизонтальних цвяхів; 2 – кількість рядів вертикальних цвяхів.

Будівельний підйом балки

При виготовленні балці надаємо будівельний підйом

$$f_{\text{бюд}} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ см.}$$

94. Розрахунок двосхилої дощатоклеєної балки.

Вихідні дані:

- прольот балки $l = 17$ м; крок балок $B = 4,5$ м; ухил покрівлі $i = 1:12$; матеріал – сухі соснові дошки 1-го та 2-го сорту; покрівля тепла рулонна по дощатому настилу і спареним нерозрізним прогонам з відстанню між ними 1,42 м; район будівництва – IV сніговий район; навантаження на балку з урахуванням власної ваги настилу, прогонів та ваги снігу $g^H = 1,983 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

$$g = 2,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Розв'язання: Знаходимо нормативну власну вагу дощатоклеєної балки ($g_n^H + P_{\text{сн}}^H = g^H$)

$$g_{\text{вл.в.}}^H = \frac{g_n^H + P_{\text{сн}}^H}{\frac{K_{\text{вл.в.}} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{1,983}{\frac{6 \cdot 17}{1000} - 1} = 0,088 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де $K_{\text{вл.в.}} = 6$ – коефіцієнт власної ваги дощатоклеєної балки.

Визначимо нормативне і розрахункове навантаження на 1 пог.м. балки

$$q^H = (g^H + g_{\text{вл.в.}}^H) \cdot B = (1,983 + 0,088) \cdot 4,5 = 9,32 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{\text{вл.в.}}^H \cdot \gamma_f) B = (2,95 + 0,088 \cdot 1,1) \cdot 4,5 = 13,71 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт безпеки по навантаженню.

Визначаємо поперечну силу і згинальний момент, які діють на балку, з умовного припущення, що ця балка з паралельними поясами

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,71 \cdot 17}{2} = 116,53 \text{ кН};$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{13,71 \cdot 17^2}{2} = 495,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Знаходимо висоту балки у середині її прольота (рис. 40)

$$h \geq \sqrt{\frac{6M}{m_\delta \cdot b \cdot R_{\text{виг}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 495,28 \cdot 10^2}{1,60 \cdot 20 \cdot 0,85}} = 104,5 \text{ см},$$

де $R_{\text{виг}} = 1,60 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини вигину; $b = 20 \text{ см}$ – орієнтовно прийнята ширина балки; $m_\delta = 0,85$ – коефіцієнт умов роботи, який залежить від висоти балки (табл. 7 БНіП II-25-80).

Визначаємо необхідну висоту балки на опорі за умови її міцності по дотичних напруженнях

$$h_{on} = \frac{1,5 \cdot Q}{b_{розр} \cdot R_{ск}} = \frac{1,5 \cdot 116,53}{0,15 \cdot 20 \cdot 0,6} = 97,2 \text{ см},$$

де $b_{розр} = b \cdot m_{ск} = 20 \cdot 0,6$; $m_{ск} = 0,6$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує можливі непоклеї у швах; $R_{ск} = 0,15 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини сколюванню.

Приймаємо висоту балки на опорі $h_{on} = 98 \text{ см}$, тобто це 28 дощок товщиною кожна 3,5 см після стругання.

Знайдемо висоту балки у середині прольоту за ухилом покрівлі $i = 1:12$.

$$h_{сер} = h_{on} + i \frac{l}{2} = 98 + \frac{1}{12} \cdot \frac{1700}{2} = 168,8 \text{ см},$$

що більше раніше отриманого значення 104,5 см.

Остаточно приймаємо $h_{сер} = 171,5 \text{ см}$ (49 дощок товщиною по 3,5 см).

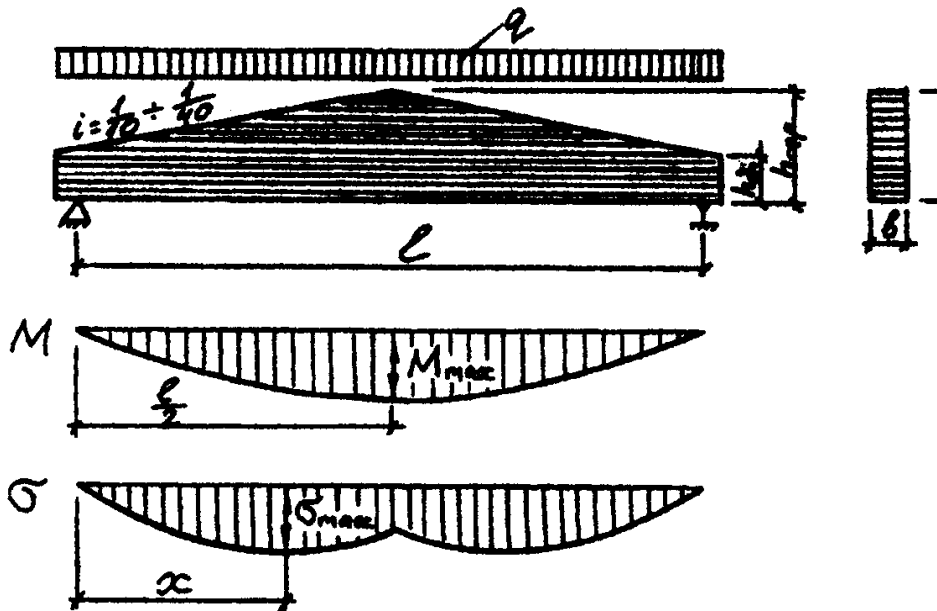


Рис. 40

Перевіряємо стійкість плоскої форми деформування балки у перерізі x , де нормальні напруження максимальні, за формулою

$$\sigma_x = \frac{M_x}{\varphi_m \cdot W_x \cdot m_\sigma} \leq R_{виг},$$

для чого послідовно знаходимо:

відстань x від опори до перерізу з максимальним нормальним напруженням

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}} = \frac{17}{2} \cdot \frac{0,98}{1,715} = 4,86 \text{ м};$$

висоту балки в розрахунковому перерізі x

$$h_x = h_{on} + ix = 0,98 + \frac{1}{12} \cdot 4,86 = 1,385 \text{ м};$$

згинальний момент в перерізі x

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{13,71 \cdot 4,86 \cdot (17 - 4,86)}{2} = 404,45 \text{ кН·м};$$

момент опору балки в перерізі x

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{20 \cdot 138,5^2}{6} = 63941 \text{ см}^3;$$

коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування φ_M при закріпленні стиснутої кромки балки прогонами з відстанню між ними 1,42 м

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h_x} \cdot K_\phi \cdot K_{жсм} = 140 \cdot \frac{20^2}{142 \cdot 138,5} \cdot 1,13 \cdot 0,797 = 2,564,$$

де $K_\phi = 1,13$ – коефіцієнт, який залежить від форми епюри моментів (додаток IV БНіП II-25-80); $l_p = 142$ см – відстань між прогонами, тобто між точками, у яких стиснута грань балки закріплена від зміщень з її площини;

$$K_{жсм} = \sqrt[5]{\left(\frac{h_{on}}{h_{сер}}\right)^2} = \sqrt[5]{\left(\frac{98}{171,5}\right)^2} = 0,797 \text{ (табл. 2 Додатку IV БНіП II-25-80);}$$

$m_\delta = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи, що залежить від висоти балки (табл. 7 БНіП II-25-80).

Підставимо усі визначені параметри в наведену вище формулу перевірки стійкості плоскої форми деформування:

$$\sigma_x = \frac{404,45 \cdot 10^2}{2,564 \cdot 63941 \cdot 0,8} = 0,308 \text{ кН/см}^2 < R_{виг} = 1,6 \text{ кН/см}^2,$$

тобто стійкість плоскої форми деформування забезпечена.

Перевіряємо жорсткість балки за формулою

$$\frac{f}{l} < \frac{1}{300},$$

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{сер}}{l}\right)^2\right] = \frac{1,2056}{0,636} \cdot \left[1 + 17,572 \cdot \left(\frac{171,5}{1700}\right)^2\right] = 2,235 \text{ см – повний}$$

прогин балки.

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,32 \cdot 10^{-2} \cdot 1700^4}{10^3 \cdot 8407001,5} = 1,2056 \text{ см},$$

прогин балки постійного перерізу висотою $h_{сер}$; $E = 10^3$ кН/см² – модуль

пружності деревини; $J = \frac{b \cdot h_{сер}^3}{12} = \frac{20 \cdot 171,5^3}{12} = 8407001,5 \text{ см}^4$ – момент інерції

перерізу балки; $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{on}}{h_{сер}} = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{98}{171,5} = 0,636$ – коефіцієнт,

що враховує вплив змінного за довжиною балки момента інерції на величину прогинів; $C = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}} = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{98}{171,5} = 17,572$ – коефіцієнт, що

враховує вплив деформацій зсуву від поперечної сили на величину прогинів (табл. 3 Додатку IV БНіП II-25-80).

Підставимо значення повного прогину балки у формулу перевірки її жорсткості:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,235}{1700} = \frac{1}{760} < \frac{1}{300},$$

тобто умова жорсткості балки виконана.

95. Розрахунок тришарнірної арки з клеєних блоків.

Вихідні дані: Прольот арки $l = 14$ м; крок арок $B = 3,9$ м; стріла підйому арки $f = \frac{1}{4}l = 3,5$ м; район будівництва – III сніговий район; покрівля холодна рулонна по дощатому настилу і спареним нерозрізним прогонам з відстанню між ними 1,31 м; матеріал – сухі соснові дошки 1-го сорту; навантаження на балку з урахуванням власної ваги настилу, прогонів та ваги снігу

$$g^H = 1,305 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; g = 1,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Розв'язання: Знаходимо нормативну власну вагу арки:

$$g_{вл.в.}^H = \frac{g^H}{\frac{K_{вл.в.}}{K_{вл.в.}} \cdot l - 1} = \frac{1,305}{\frac{1000}{5 \cdot 14} - 1} = 0,098 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де $K_{вл.в.} = 5$ – коефіцієнт власної ваги арки.

Визначаємо нормативне й розрахункове навантаження на 1 пог.м. арки

$$q^H = (g^H + g_{вл.в.}^H) \cdot B = (1,305 + 0,098) \cdot 3,9 = 5,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$q = (g + g_{вл.в.}^H \cdot \gamma_f) B = (1,95 + 0,098 \cdot 1,1) \cdot 3,9 = 8,02 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт безпеки з навантаження.

Визначимо довжину кожної напіварки по осям згідно розрахункової схеми (рис. 41).

Розрахункові зусилля в арці знаходимо при повному її завантаженні розрахунковим навантаженням.

Опорні реакції

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,02 \cdot 14}{2} = 56,14 \text{ кН.}$$

Зусилля у затяжці

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{8,02 \cdot 14^2}{8 \cdot 3,5} = 56,14 \text{ кН.}$$

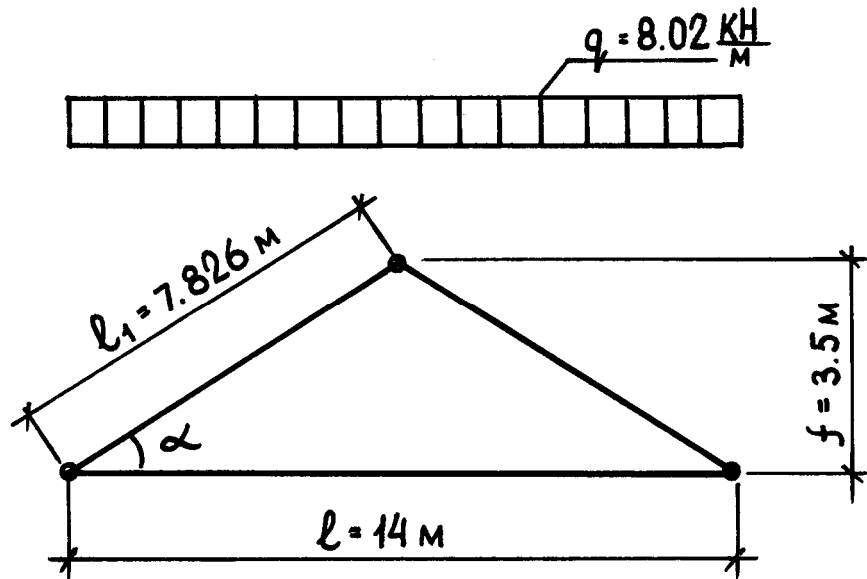


Рис. 41

$$l_1 = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2} = \sqrt{7^2 + 3,5^2} = 7,826 \text{ м.}$$

Згинальний моменту в середині напіварки

$$M_0 = \frac{q \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{8,02 \cdot 7^2}{8} = 49,13 \text{ кН·м.}$$

Нормальна сила в тому ж перерізі

$$N = Q_0 \cdot \sin \alpha + H \cdot \cos \alpha = 28,07 \cdot 0,447 + 56,14 \cdot 0,8944 = 62,76 \text{ кН,}$$

$$\text{де } Q_0 = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot l}{4} = \frac{q \cdot l}{4} = \frac{8,02 \cdot 14}{4} = 28,07 \text{ кН —}$$

поперечна сила в середині лівої напіварки;

$$\sin \alpha = \frac{3,5}{7,826} = 0,447; \quad \cos \alpha = \frac{7,0}{7,826} = 0,8944;$$

$\alpha = 26^0 30'$ — кут нахилу напіварки до горизонту.

Переріз арки приймаємо прямокутним з дощок після стругання 35 x 125 мм загальним перерізом $b \times h = 12,5 \times 42,0$ см (12 дощок x 35 = 420 мм) (рис. 42).

Визначаємо мінімальну ширину опорної підкладки c з умови її зім'яття поперек волокон опорною реакцією:

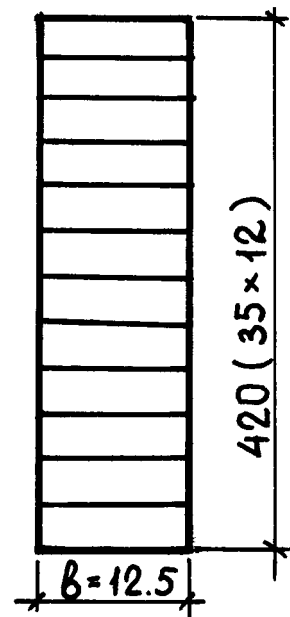


Рис. 42

$$F_{зім}^c = c \cdot b = \frac{A}{R_{зім.90}} = \frac{56,14}{0,3} = 187,2 \text{ см}^2,$$

де $R_{зім.90} = 0,3 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини зім'яттю поперек волокон.

Звідси матимемо

$$c = \frac{F_{зім}}{b} = \frac{187,2}{12,5} = 14,98 \text{ см.}$$

Приймаємо $c = 20 \text{ см}$ (рис. 43).

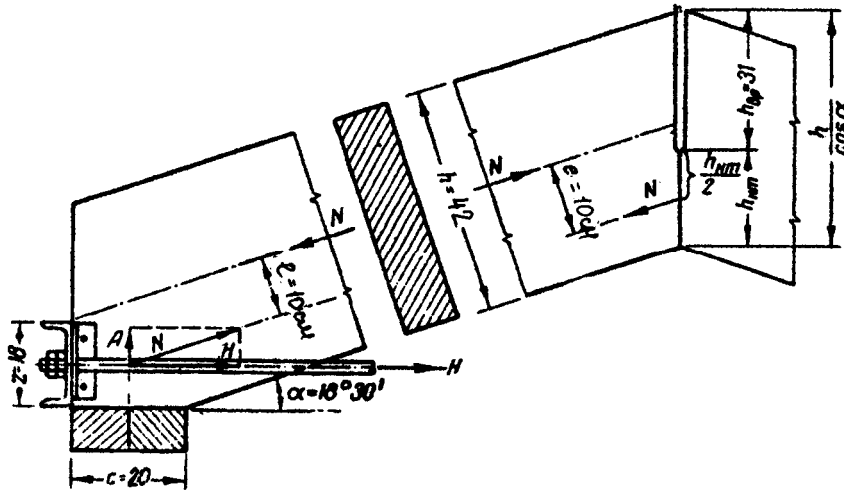


Рис. 43

Визначаємо мінімальну висоту опорної шайби z з умови зім'яття нею арки під кутом $\alpha = 26^0 30'$.

$$F_{зім}^c = z \cdot b = \frac{H}{R_{зім.\alpha}} = \frac{56,14}{1,105} = 50,8 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } R_{зім.\alpha} = \frac{F_{зім}}{1 + \left(\frac{R_{зім}}{R_{зім.\alpha}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{0,3} - 1 \right) \cdot 0,447^3} = 1,105 \text{ кН/см}^2 -$$

розрахунковий опір деревини зім'яттю під кутом $\alpha = 26^0 30'$.

Звідси матимемо

$$z = \frac{F_{зім}^z}{b} = \frac{50,8}{12,5} = 4,07 \text{ см.}$$

Приймаємо опорну шайбу з швелера № 18 висотою $z = 18 \text{ см}$.

Для зменшення розрахункового згинального моменту опорний та гребеневий вузли конструємо так, щоб поздовжня (стискаюча) сила була прикладена с ексцентриситетом $e = 10 \text{ см}$ відносно осі арки ($e = 10 \text{ см} < \frac{1}{4}h = 10,5 \text{ см}$), що дає розвантажуючий згинальний момент від поздовжньої сили

$$M_N = N \cdot e = 62,76 \cdot 10 = 627,6 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

і розрахунковий згинальний момент у середині напіварки

$$M_{розр} = M_0 - N \cdot e = 4913 - 627,6 = 4285,4 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Визначимо площу поперечного перерізу та момент опору прийнятого перерізу арки.

$$F = b \cdot h = 12,5 \cdot 42 = 525 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{12,5 \cdot 42^2}{6} = 3675 \text{ см}^3.$$

Гнучкість напіварки в площині вигину

$$\lambda_x = \frac{l_1}{r_x} = \frac{782,6}{0,29 \cdot 42} = 64,3 < 70.$$

Цьому значенню гнучкості відповідає коефіцієнт поздовжнього вигину φ_x .

$$\varphi_x = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda_x}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{64,3}{100} \right)^2 = 0,669.$$

Визначимо також ξ – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту від дії стискаючої поздовжньої сили N .

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{62,76}{0,669 \cdot 525 \cdot 1,50} = 0,881,$$

де $R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини стиску.

Міцність прийнятого перерізу арки перевіряємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_{розр}}{\xi \cdot W} = \frac{62,76}{525} + \frac{4285,4}{0,881 \cdot 3675} = 1,443 \text{ кН/см}^2 < R_{виз} = 1,50 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності за нормальними напруженнями виконана.

Перевірка жорсткості прийнятого перерізу арки

Нехтуючи незначною деформацією стержня арки від дії стискаючого зусилля, розглядаємо кожну напіварку як балку на двох опорах, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням і двома розвантажуючими згинальними моментами, що діють на кінцях напіварки.

Розрахунковий відносний прогин у середині напіварки знаходимо як алгебраїчну суму прогинів від цих двох видів навантажень:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l_1} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot (0,5l)^3}{E \cdot J \cdot \cos \alpha} - \frac{2 \cdot M_N^H \cdot (0,5l)}{16 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} = \\ &= \frac{0,5l}{8 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} \left[\frac{5 \cdot q^H \cdot (0,5l)^2}{48} - M_N^H \right] = \\ &= \frac{700}{8 \cdot 10^3 \cdot 77175 \cdot 0,8944} \cdot \left[\frac{5 \cdot 5,48 \cdot 10^{-2} \cdot 700^2}{48} - 428,83 \right] = \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{333} < \frac{1}{200}, \text{ тобто умова за жорсткістю виконана.}$$

У цих обчисленнях використані такі параметри: $E = 10^3$ кН/см² – модуль пружності деревини; $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{12,5 \cdot 42^3}{12}$ – момент інерції поперечного перерізу арки; $M_N^H = M_N \cdot \frac{q^H}{q} = 627,6 \cdot \frac{5,48}{8,02} = 428,83$ кН·см – нормативний розвантажуючий згинальний момент від дії поздовжньої сили.

Розрахунок затяжки

Приймаючи затяжку у вигляді одиночного тяжа круглого перерізу із сталі марки В Ст.3 ПС, визначимо необхідний її діаметр з умови роботи затяжки на розтяг:

$$F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{H}{R_p}.$$

$$\text{Звідси } d = \sqrt{\frac{4 \cdot H}{\pi \cdot R_p}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 56,14}{31,4 \cdot 21}} = 1,85 \text{ см,}$$

де $R_p = 21$ кН/см² – розрахунковий опір сталі на розтяг.

Збільшуючи до розміру, який є в сортаменті, приймаємо $d = 2,0$ см.

В опорних вузлах через петлевидні кінці затяжка кріпиться до хомутів з нарізкою з тієї ж сталі (рис. 44).

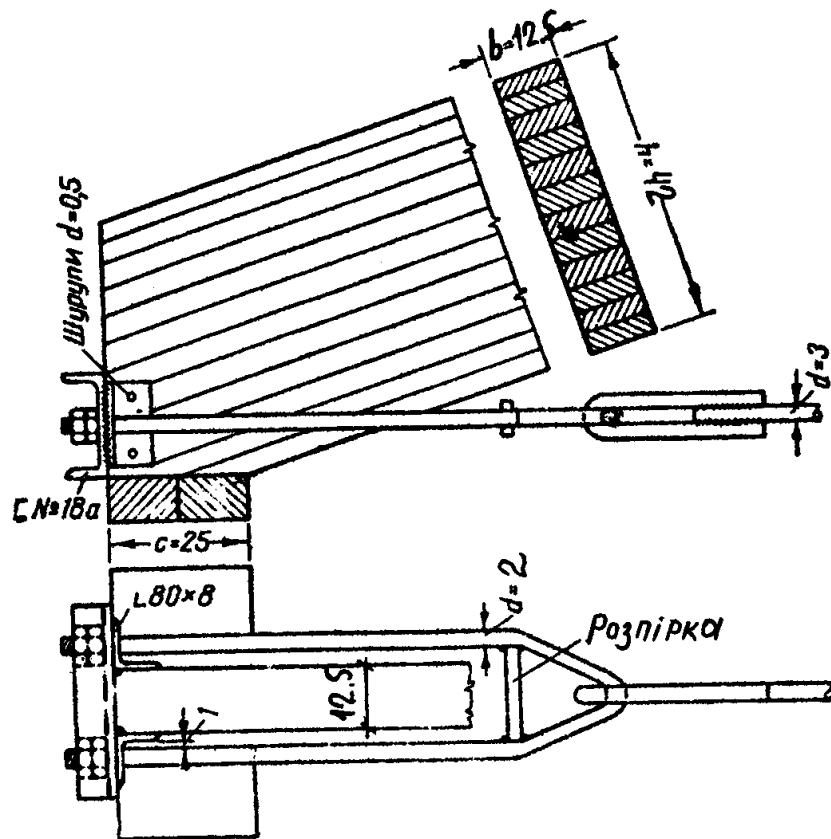


Рис. 44

Визначаємо мінімальний діаметр хомутив d_0 у нарізці:

$$F_{HT} = \frac{\pi d_0^2}{4} = \frac{H/2}{m \cdot R_p}.$$

Звідси

$$d_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot H}{\pi \cdot m \cdot R_p}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 56,14}{31,4 \cdot 0,68 \cdot 21,0}} = 1,58 \text{ см},$$

де $m = 0,8 \cdot 0,85 = 0,68$ – коефіцієнт умов роботи для стержнів з нарізкою.

Збільшуючи до розміру, який є у сортаменті, маємо $d_0 = 1,675$ см. Цьому діаметру відповідає зовнішній діаметр хомутив $d = 2$ см.

Конструкція кріплення хомутив до швелера в опорному вузлі наведена на рис. 44.

Перевіряємо прийнятий номер швелера на вигин. Для жорсткості до швелера № 18 приварені два рівнобоких кутники 80 х 8; при цьому розрахунковий прольот швелера буде таким (рис. 45)

$$l = b + 2\delta + 2 \cdot 1 + d = 12,5 + 2 \cdot 0,8 + 2 + 2 = 18,1 \text{ см}.$$

Враховуючи можливі зазори, приймаємо $l = 19$ см.

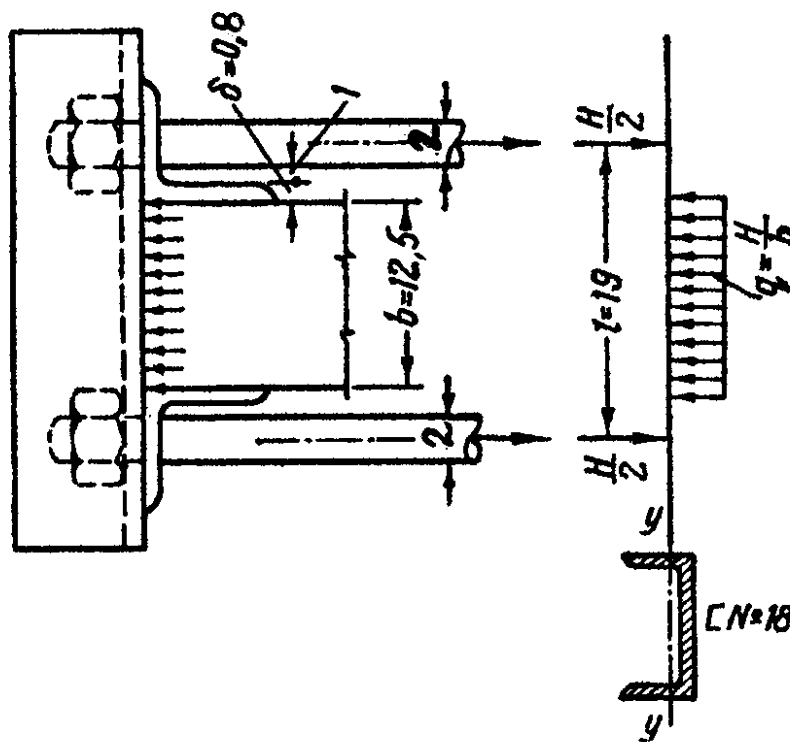


Рис. 45

Розрахунковий згинальний момент, який діє на швелер

$$M_{\max} = \frac{H}{4} \cdot \left(l - \frac{b}{2} \right) = \frac{56,14}{4} \cdot \left(19 - \frac{12,5}{2} \right) = 178,95 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент опору перерізу прийнятого швелера відносно осі $y - y$ згідно із сортаментом буде $W_y = 17 \text{ см}^3$.

Напруження вигину швелера

$$\sigma_{\text{виг}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_y} = \frac{178,95}{17} = 10,53 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{виг}} = 21 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності швелера на вигин виконана.

Розрахунок стику затяжки в середині прольоту арки

Середній нижній вузол арки являє собою стик двох сталевих тяжів, які мають петлевидні кінці, з'єднані валиками, що проходять через дві сталеві планки товщиною по 10 мм (рис. 46).

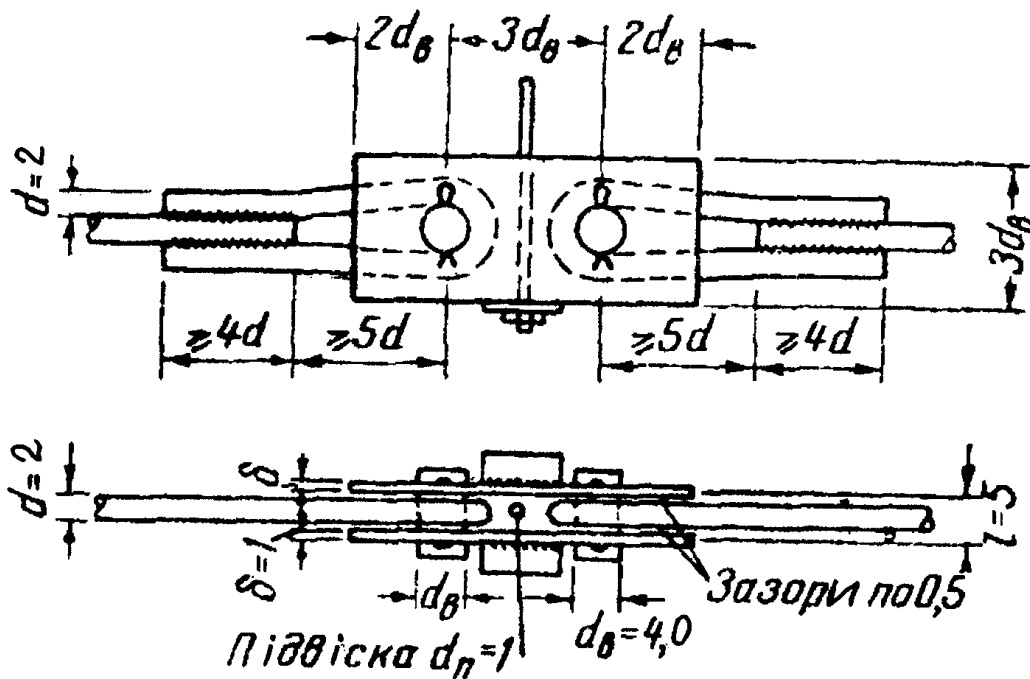


Рис. 46

Приймаючи діаметр валика $d_0 = 4 \text{ см}$, який більше $1,5d_{\text{зам}} = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ см}$ та його розрахункову довжину як балки на двох опорах (планках) $l = 5 \text{ см}$, перевіряємо валик на вигин.

Розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{H \cdot l}{4} = \frac{56,14 \cdot 5}{4} = 70,2 \text{ кН·см.}$$

Момент опору перерізу валика

$$W = 0,1 \cdot d_0^3 = 0,1 \cdot 4^3 = 6,4 \text{ см}^3.$$

Напруження вигину валика

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{70,2}{6,4} = 10,97 \text{ кН/см}^2 < R_0 = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Необхідну товщину сталевих планок визначаємо з умови зім'яття їх валиком

$$F_{зім} = 2 \cdot \delta_{пл} \cdot d_{\phi} = \frac{H}{m \cdot R_{зім}}.$$

Звідки

$$\delta_{пл} = \frac{H}{2 \cdot m \cdot R_{зім} \cdot d_{\phi}} = \frac{56,14}{2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 4} = 0,32 \text{ см},$$

де $R_{зім} = 26 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір зім'яттю сталі марки В ст. 3; $m = 0,85$ – коефіцієнт, що ураховує нерівномірність розподілу зусиль між планками.

Приймаємо товщину планок $\delta_{пл} = 1,0 \text{ см}$.

Ширину сталевих планок беремо з умови розміщення отворів для валиків

$$h_{пл} > 2S = 2 \cdot 1,5d_{\phi} = 2 \cdot 1,5 \cdot 4 = 12 \text{ см}.$$

Приймаємо $h_{пл} = 15 \text{ см}$.

Перевіряємо міцність планок на розтяг

$$\sigma = \frac{H}{2 \cdot F_{HT}^{пл}} = \frac{56,14}{2 \cdot 1 \cdot (15 - 5)} = 2,81 \text{ кН/см}^2 < mR_p = 0,85 \cdot 21,0 = 17,85 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність планок достатня.

Визначимо довжину планки з урахуванням норм розміщення валиків і конструктивного рішення вузла

$$l_{пл} = 5d_b + 2d_3 + d_n + 2,4 = 5 \cdot 4 + 2 \cdot 2 + 1,2 + 2,4 = 27,6 \text{ см},$$

де $d_n = 1,2 \text{ см}$ – діаметр підвіски; 2,4 – допуск на зазори між підвіскою і петлевидними кінцями затяжки.

Приймаємо $l_{пл} = 30 \text{ см}$.

Конструкцію петлевидних кінців затяжки виконуємо, як показано на рис. 47. При цьому довжину зварних швів приймаємо

$$l_{ш} = 10 \text{ см} > 4d_3 = 4 \cdot 2 = 8 \text{ см}.$$

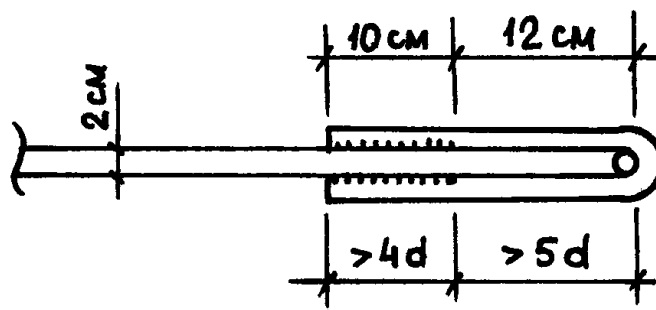


Рис. 47

Конструювання гребеневого вузла

Гребневий вузол виконуємо з вирізом так, щоб ексцентриситет e дорівнював 10 см.

Для з'єднання двох напіварок у гребневому вузлі передбачаємо постановку двох накладок перерізом 7,5 х 17,5 см на чотирьох болтах (рис. 48).

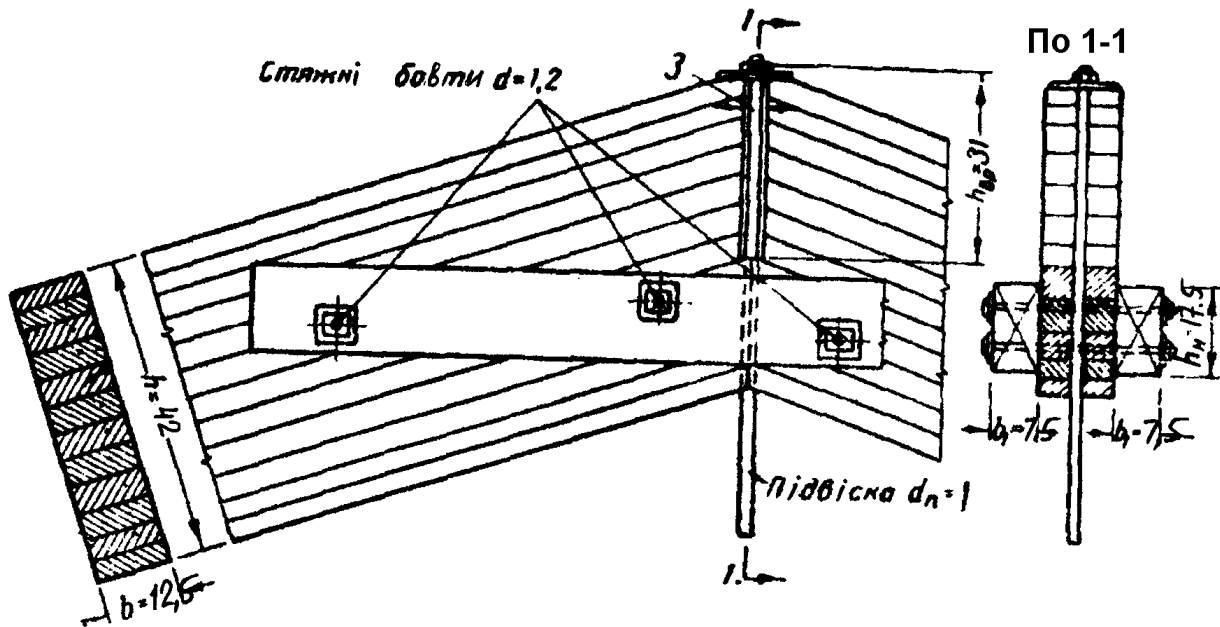


Рис. 48

РОЗДІЛ IV. СТОЯКИ

1. Користуючись БНіП II-25-80, напишіть формулу для визначення коефіцієнта поздовжнього вигину φ , якщо гнучкість стиснутого стержня $\lambda = 45$.

2. Визначити запас стійкості центрально стиснутого соснового стояка 2-го сорту прямокутного перерізу, один кінець якого закріплений жорстко, а другий – шарнірно. У середині стояка є ослаблення перерізу отвором $F_{осл} = 60 \text{ см}^2$ (рис. 49). Довжина стояка $H = 4,0 \text{ м}$, стискаюча сила $N = 60 \text{ кН}$.

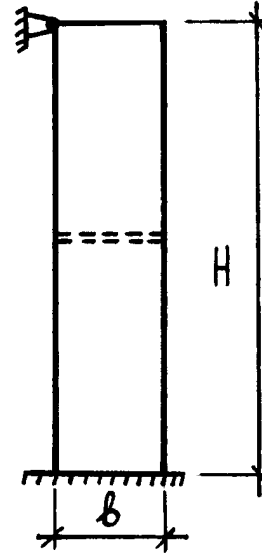


Рис. 49

3. Дерев'яний стояк круглого перерізу центрально стиснутий розрахунковим навантаженням $N = 170 \text{ кН}$, довжина стояка $l = 5 \text{ м}$, закріплення кінців шарнірне. Визначити діаметр середнього перерізу стояка. Матеріал – сосна 2-го сорту.

4. Яка величина максимальної гнучкості для стиснутих поясів дерев'яних ферм?

5. Визначити величину критичного навантаження $N_{кр}$ для центрально стиснутого круглого стержня, який має гнучкість $\lambda = 100$, площу перерізу 169 см^2 . Матеріал – сосна 2-го сорту.

6. Для центрально-стиснутого стояка круглого перерізу довжиною $l = 4,8 \text{ м}$, завантаженого розрахунковим навантаженням $N = 65 \text{ кН}$, визначити найменшу необхідну площу перерізу, якщо площа ослаблення дорівнює 30% F_{ϕ} , закріплення кінців стояка шарнірне, деревина – сосна 2-го сорту.

7. Визначити мінімально необхідну площу стояка квадратного перерізу довжиною $l = 300 \text{ см}$, шарнірно закріпленого, працюючого на центральний стиск від розрахункового навантаження $N = 80 \text{ кН}$. Ослаблення не виходить на ребро, а його площа дорівнює 20% від F_{ϕ} . Матеріал – сосна 2-го сорту.

8. Визначити найбільше напруження, яке виникає у стояка прямокутного перерізу $b \times h = 13 \times 20 \text{ см}$, завантаженого центрально стискаючою силою $N = 82 \text{ кН}$ і по довжині $l = 4 \text{ м}$ рівномірно розподіленим навантаженням $q = 2 \text{ кН/м}$ у площині паралельній стороні h . Матеріал – сосна 2-го сорту, закріплення кінців шарнірне (рис. 50).

9. Визначити напруження у центрально стиснутого стояка прямокутного перерізу $b \times h = 15 \times 15$ см, ослабленого врубкою глибиною $a = 3$ см по одній з граней стояка у середині його довжини. Стискаюча сила $N = 80$ кН, деревина – сосна 2-го сорту, довжина стояка $l = 3,5$ м, кріплення кінців – шарнірне (рис. 51).

10. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 4$ м з соснової колоди 2-го сорту діаметром 20 см. Кріплення кінців стояка шарнірне.

11. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 4$ м з бруса 20 x 21 см. Матеріал – сосна 2-го сорту, кріплення кінців стояка шарнірне.

12. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 4$ м з колоди діаметром 24 см окантованого на 4 канти шириною $b = \frac{1}{3}d$. Матеріал – сосна 2-го сорту, кріплення кінців стояка шарнірне.

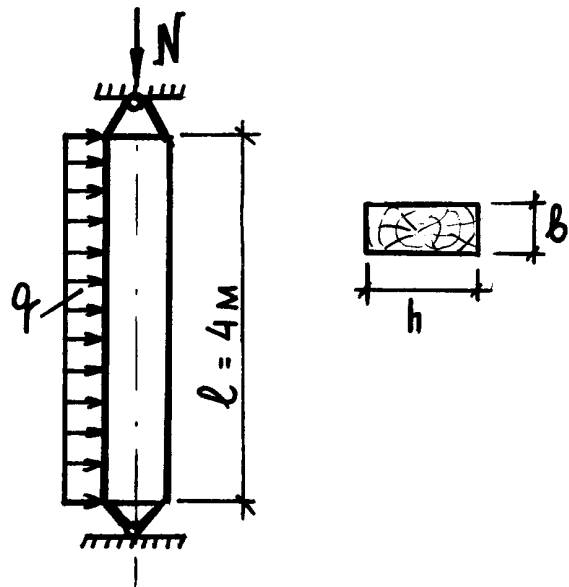


Рис. 50

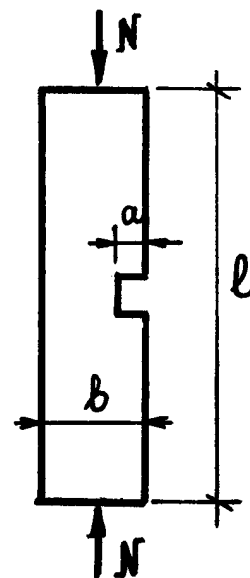


Рис. 51

13. Чи зміниться несуча здатність центрально стиснутого стояка, якщо його переріз ослаблений на 10% двома симетричними отворами?

14. Чи зміниться несуча здатність центрально стиснутого стояка, якщо його переріз ослабити на 30% вирізами, що виходять на кромку?

15. Визначити необхідний діаметр колоди d центрально стиснутого стояка з сосни 3-го сорту. Навантаження $N = 150$ кН, висота стояка $H = 5$ м, кріплення кінців стояка – шарнірне, гнучкість стояка $\lambda = 95,5$.

16. Визначити необхідний переріз квадратного стояка, якщо його висота $H = 4,8$ м, а гнучкість $\lambda = 92,4$, всі інші дані, як у задачі № 15.

17. Визначити необхідний переріз соснового стояка з колоди 2-го сорту, якщо його висота $H = 5,8$ м, стискаюче зусилля $N = 150$ кН. Стояк зашкелений одним кінцем жорстко, інший кінець вільний.

18. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 6$ м, який складається з двох соснових брусів 2-го сорту перерізом

$b \times h = 10 \times 20$ см кожний, з'єднаних для спільної роботи болтами діаметром $d = 16$ см (рис. 52,а), якщо опорні закріплення кінців стояка шарнірні, а крок болтів $l_1 = 50$ см.

19. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка, який складається з семи дощок перерізом 50×200 мм кожна (рис.52,б), якщо висота стояка $H = 4$ м, крок болтів $l_1 = 40$ см, діаметр болтів $d = 20$ мм, опорні кріплення стояка шарнірні, матеріал – сосна 2-го сорту.

20. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 5$ м, що складається з трьох соснових дощок 2-го сорту перерізом 40×200 мм кожна, з'єднаних через короткі прокладки (рис. 52) болтами діаметром $d = 20$ мм. Відстань між болтами $l_1 = 75$ см.

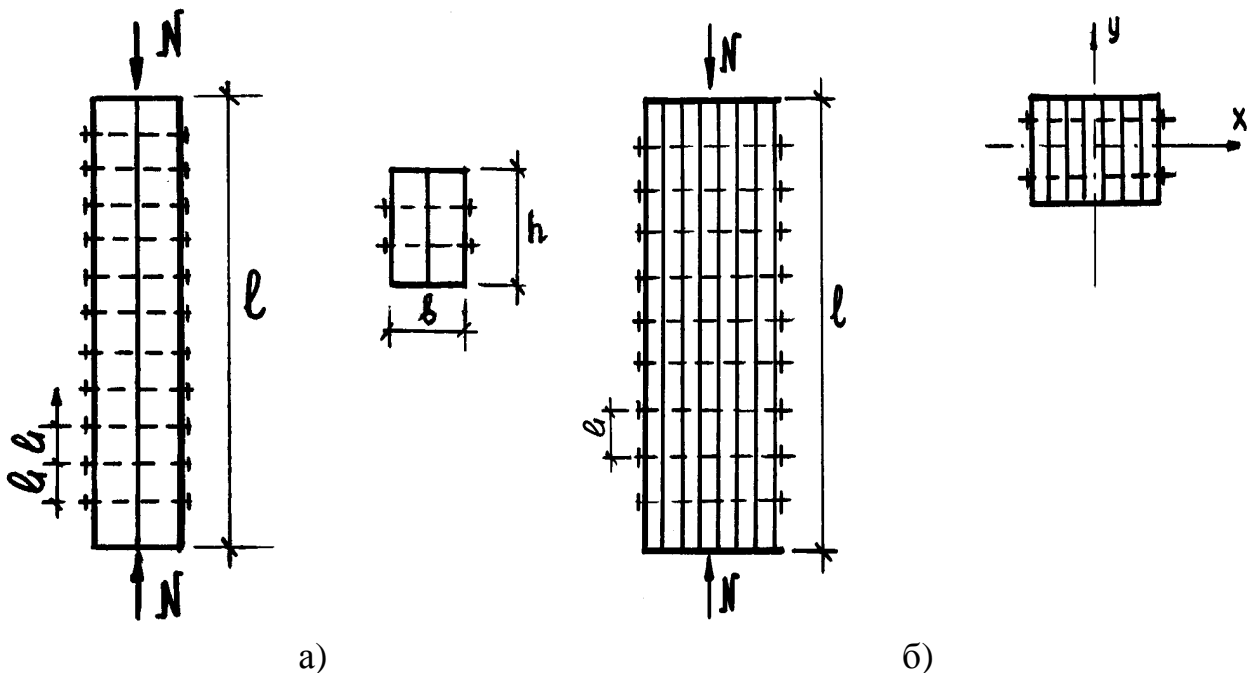


Рис. 52

21. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка, який складається з двох соснових брусів 3-го сорту перерізом 20×20 см кожний, з'єднаних болтами діаметром $d = 20$ мм, якщо висота стояка $H = 6$ м, крок болтів $l_1 = 20$ мм (рис. 52,а), опорні кріплення стояка шарнірні.

22. Чи зміниться несуча здатність стояка, якщо його переріз ослаблений на 30% вирізами, що не виходять на кромку?

23. Клеєний стояк складається з не з'єднаних між собою соснових дощок 2-го сорту перерізом 35×200 мм. Визначити кількість дощок, необхідних для того, щоб стояк був рівностійким.

24. Визначити несучу здатність стояка висотою $H = 6$ м, що складається з шести дощок, не з'єднаних між собою, перерізом 45×200 мм кожна. Опорні кріплення стояка шарнірні, матеріал – тополь 2-го сорту.

25. Визначити несучу здатність стояка висотою $H = 6$ м, що складається з шести дощок, не з'єднаних між собою, перерізом 45×200 мм кожна. Опорні кріплення стояка шарнірні, матеріал – сосна 2-го сорту.

26. Визначити несучу здатність стояка висотою $H = 6$ м, що складається з шести дощок, не з'єднаних між собою, перерізом 45×200 мм кожна. Опорні кріплення стояка шарнірні, матеріал – модрина 2-го сорту.

27. Визначити несучу здатність клеєного стояка, в якого один кінець закріплений жорстко, а інший – вільний. Переріз стояка $0,4 \times 0,7$ м, матеріал – модрина 2-го сорту.

28. Написати розрахункову формулу для перевірки перерізу центрально стиснутого стояка на стійкість.

29. Написати розрахункову формулу для перевірки перерізу стояка на стиск з вигином.

30. Визначити максимальне нормальне напруження стояка з колоди діаметром 24 см висотою $H = 5$ м, який сприймає стискаючу силу $N = 50$ кН та згинальний момент $M = 15$ кН·м. Опорні кріплення стояка шарнірні, матеріал – сосна 2-го сорту.

31. Визначити нормальне напруження стояка в площині дії згинального моменту. Стояк висотою $H = 5$ м, його переріз $b \times h = 20 \times 25$ см. Опорні кріплення стояка шарнірні, стискаюча сила $N = 50$ кН, згинальний момент 15 кН·м, матеріал – сосна 3-го сорту.

32. Стояк висотою $H = 5$ м перерізом 20×25 см ослаблений одностороннім вирізом глибиною $a = 0,05$ м (рис. 51). Визначити величину стискаючої сили N , прикладеної центрально, якщо $\xi = 0,476$. Матеріал – сосна 2-го сорту, закріплення кінців стояка – шарнірні.

33. Стояк висотою 6 м складається з двох брусів перерізом 20×20 см, з'єднаних болтами діаметром 20 мм з кроком $l_1 = 20$ см (рис. 52,а). Визначити напруження стояка, якщо стискаюча сила $N = 140$ кН, згинальний момент $M = 5$ кН·м, опорні кріплення – шарнірні, матеріал – сосна 3-го сорту.

34. Визначити максимальне напруження стояка висотою $H = 4$ м, перерізом з семи дощок 40×200 мм кожна, з'єднаних болтами діаметром $d = 20$ мм з кроком $l_1 = 20$ см. Стояк сприймає центрально прикладену стискаючу силу $N = 140$ кН і згинальний момент $M = 50$ кН·м (рис. 52,б). Матеріал – сосна 2-го сорту.

35. Клеєний стояк висотою $H = 6$ м складається з 10 дощок перерізом 45×150 мм кожна. Визначити максимальне напруження стояка, якщо нормальна сила $N = 100$ кН, а згинальний момент $M = 45$ кН·м. Опорні кріплення кінців стояка – шарнірні, матеріал – сосна 2-го сорту.

36. Визначити зусилля анкерного болта клеєного стояка (рис. 53), якщо переріз стояка $b \times h = 20 \times 35$ см, $S = 5$ см, згинальний момент $M = 15$ кН·м, нормальна сила $N = 40$ кН, матеріал – сосна 2-го сорту.

37. Знайти необхідний діаметр анкерного болта із сталі марки Вст.Зпс.6-1. Переріз клеєного стояка $b \times h = 20 \times 35$ см (рис. 53), $S = 5$ см,

38. Визначити кількість горизонтальних болтів діаметром $d = 16$ мм, які кріплять бобишки до складеного стояка перерізом $b \times h = 20 \times 35$ см (рис. 53), якщо стояк сприймає нормальну силу $N = 40$ кН і згинальний момент $M = 15$ кН·м.

40. За умовою задачі № 39 визначити граничну гнучкість стояка, дозовану нормами, в площині найбільшої жорсткості поперечного перерізу.

41. За умовою задачі № 39 визначити граничну гнучкість стояка, дозовану нормами, в площині найменшої жорсткості поперечного перерізу.

64

(рис. 55). Закріплення кінців стояка шарнірне, відстань швелерів від осі симетрії $a = 8$ см.

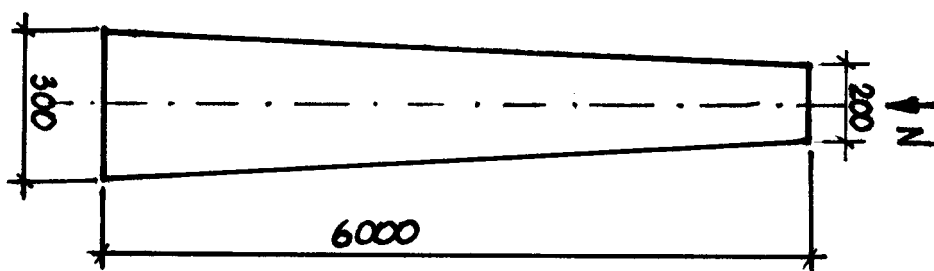


Рис. 54

43. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка довжиною 3 м з двох жорстко з'єднаних між собою фанерних швелерів № 14. Закріплення кінців стояка жорстке. Гнучкістю окремої вітки стояка нехтуємо відстань швелерів від осі симетрії $a = 4$ (рис. 55).

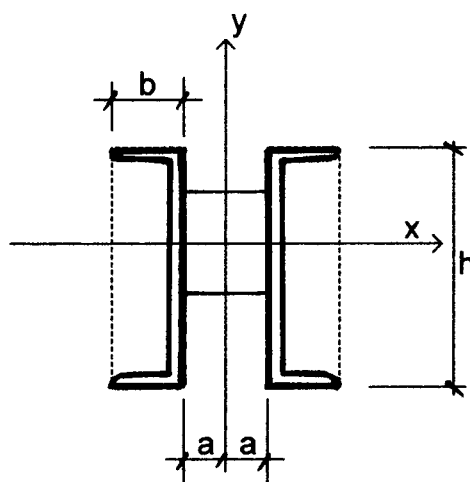


Рис. 55

44. Визначити гнучкість центрально стиснутого стояка довжиною $l = 3,2$ м, виконаного з двох фанерних швелерів № 16, жорстко з'єднаних між собою, з відстанню від осі симетрії $a = 4$. Гнучкістю окремої вітки нехтуємо (рис. 55). Закріплення кінців стояка шарнірне.

45. Визначити несучу здатність центрально стиснутого пояса ферми довжиною $l = 4,2$ м, виконаного з двох жорстко з'єднаних фанерних швелерів № 19 з відстанню від осі симетрії $a = 6$ см. Гнучкістю окремої вітки нехтуємо (рис. 55), закріплення у вузлах ферми шарнірне.

46. Визначити несучу здатність центрально стиснутого розкоса ферми довжиною $l = 1,5$ м, виконаного з фанерної труби з внутрішнім діаметром $d = 100$ мм і товщиною стінки $\delta = 8$ мм. Закріплення кінців розкоса шарнірне.

47. Визначити несучу здатність центрально стиснутого стояка висотою $H = 8,2$ м, виконаного з фанерної труби з внутрішнім діаметром $d = 300$ мм і товщиною стінки $\delta = 13$ мм. Закріплення кінців стояка шарнірне.

48. Визначити переріз центрально стиснутого пояса ферми довжиною $l = 4,2$ м з фанерних труб, якщо стискаюче зусилля $N = 120$ кН, а закріплення у вузлах – шарнірні (див. табл. 3 Додатку).

49. Визначити переріз розтягнутого поясу ферми довжиною $l = 4,0$ м з фанерних труб, якщо розтягуюче зусилля $N = 135$ кН (див. табл. 3 Додатку).

50. Визначити переріз центрально стиснутого стояка ферми довжиною $l = 2,2$ м, якщо стискаюче зусилля $N = 115$ кН, а закріплення у вузлах – шарнірні (див. табл. 3 Додатку).

51. Визначити гнучкість стояка довжиною $l = 3$ м, переріз якого виконано з двох швелерів № 16, жорстко з'єднаних між собою (рис. 56). Кріплення кінців стояка – шарнірні.

52. Використовуючи умову задачі № 51, перевірити стійкість центрально стиснутого стояка навантаженням $N = 60$ кН, якщо один з кінців стояка закріплено шарнірно, а інший – жорстко.

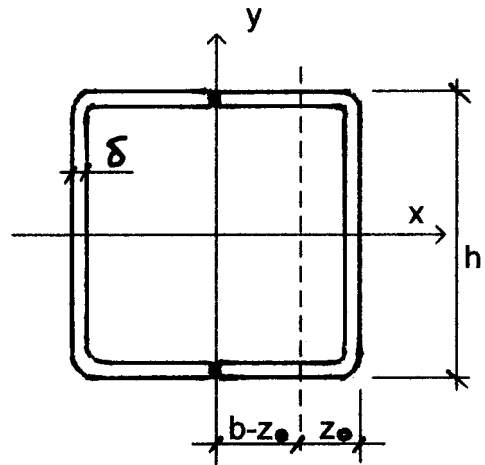


Рис. 56

РОЗДІЛ V. ФЕРМИ, АРКИ, РАМИ

1. Нормативні навантаження, які діють на ферму, такі: вага холодної покрівлі $q'' = 240$ Па, навантаження від снігу $P'' = 1000$ Па (горизонтальна проекція). Визначити загальне розрахункове навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття, якщо кут нахилу $\alpha = 30^\circ$, а коефіцієнти безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,1$ – для постійного та $\gamma_f = 1,4$ – для снігового навантаження.

2. Визначити напруження у круглого стержня діаметром $d = 16$ см, який має симетричне ослаблення перерізу у вигляді кругової підрізки глибиною 2 см, від дії центрально прикладеної поздовжньої сили $N = 84$ кН. Матеріал стержня – сосна 2-го сорту.

3. Визначити площу перерізу розкоса центрально розтягнутого зусиллям $N = 40$ кН. Площа ослаблення перерізу – 30%, матеріал – сосна 2-го сорту.

4. Визначити найбільші напруження у площині системи у позacentрово стиснутого підкоса прямокутного перерізу $b \times h = 13 \times 18$ см, довжина якого $l = 4,5$ м, кріплення кінців – шарнірні, стискаюча сила $N = 65$ кН, висота площі упора підкоса на обох кінцях однакова і дорівнює $a = 9$ см, матеріал – сосна 2-го сорту (рис. 57).

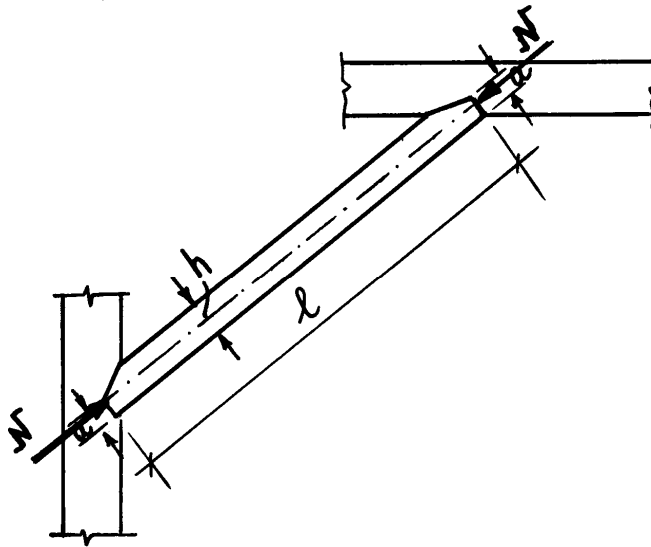


Рис. 57

5. Верхній пояс ферми має прямокутний переріз $b \times h = 13 \times 20$ см, довжину панелі $l = 3,9$ м. У прольоті панелі на пояс укладені два прогони на відстані 1,3 м від вузлів. Зосереджене розрахункове навантаження від прогонів $P = 6$ кН. Стискаюче зусилля у верхньому поясі $N = 52$ кН діє з ексцентриситетом, що створює розвантажуючий згинальний момент. Визначити найбільше напруження панелі верхнього поясу, матеріал якого сосна 2-го сорту, кріплення кінців – шарнірне (рис. 58).

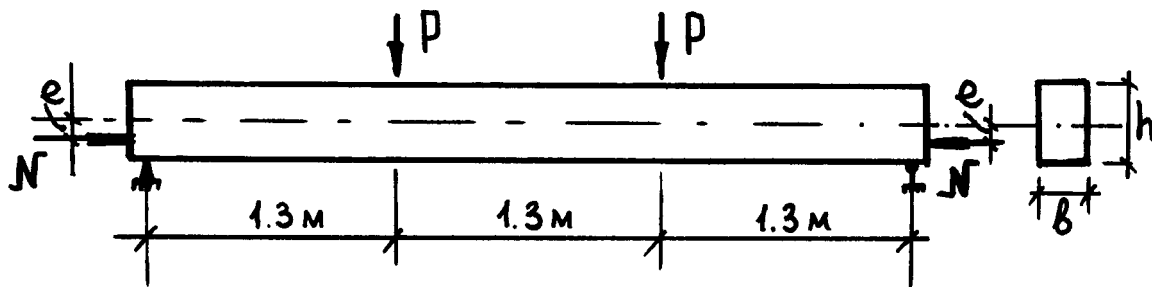


Рис. 58

6. Визначити найменшу висоту перерізу нижнього поясу брусчатої ферми за умовою виконання усіх конструктивних вимог до висоти врубki в опорному вузлі. Кут між верхнім і нижнім поясами $\alpha = 30^\circ$, переріз верхнього пояса $b \times h = 15 \times 15$ см, розрахункове зусилля у верхньому поясі $N_c = 105$ кН, матеріал – сосна 2-го сорту. Ширину нижнього пояса прийняти $b = 15$ см (рис. 7).

7. Використовуючи дані задачі № 6, визначити довжину площадки сколювання (рис. 7).

8. Визначити висоту перерізу розрізного верхнього пояса ферми, стержні якої центровані у вузлах. Ширина верхнього пояса $b = 10$ см, навантаження $P = 4,5$ кН на пояс передається через прогони, які розміщені у вузлах та в третинах прольоту на відстані 1 м один від одного. Стискаюче зусилля у поясі $N_c = 36$ кН, матеріал – сосна 2-го сорту (рис. 59).

9. Використовуючи дані задачі № 8, визначити переріз верхнього поясу, який складається з двох не з'єднаних між собою брусів, якщо стискаюче зусилля панелі верхнього поясу $N_c = 72$ кН, а поперечне навантаження $P = 9$ кН.

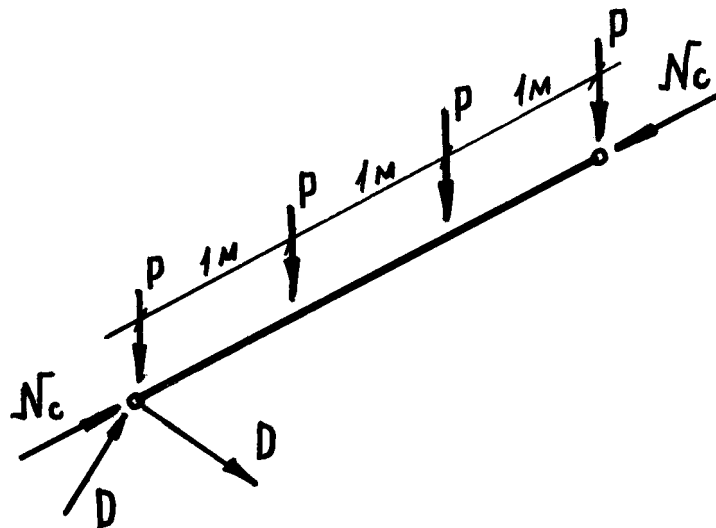


Рис. 59

10. Використовуючи дані задачі № 8, визначити висоту розкоса, якщо стискаюче зусилля в ньому $N = 53,5$ кН, а його довжина $l = 3,89$ м.

11. Визначити ширину верхнього поясу ферми, виконаної з клеєних блоків. Довжина панелі $l = 302$ см, максимальне стискаюче зусилля в панелі

$N_c = 183,8$ кН, рівномірно розподілене навантаження на панель $q = 9,6$ кН/м, висота пояса $h = 24$ см, матеріал – сосна 2-го сорту.

12. Визначити ширину верхнього поясу ферми, якщо висота його перерізу $h = 24$ см, розрахункове стискаюче зусилля в панелі $N_c = 183,8$ кН, рівномірно розподілене навантаження $q = 9,6$ кН/м передається через прогони, розміщені у третинах панелі, довжина якої $l = 3$ м (рис. 59), матеріал – сосна 2-го сорту.

13. Визначити висоту h верхнього пояса сегментної ферми з клеєних блоків, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 17$ кН/м. Довжина панелі $l = 5,676$ м, радіус кривизни верхнього пояса $R = 20$ м, стискаюче зусилля в панелі $N_c = 48,246$ кН, матеріал – сосна 2-го сорту, ширина верхнього пояса $b = 12,0$ см.

14. Визначити висоту пояса тришарнірної арки кругового обрису прольотом $l = 25$ м, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 6,8$ кН/м. Відношення стріли підйому до прольоту $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$, ширина пояса арки прийнята рівною $b = 12,0$ см, максимальний згинальний момент і відповідна йому стискаюча сила знаходиться у точці з координатою $x = \frac{1}{5}l$.

15. Використовуючи дані задачі № 14, визначити висоту перерізу пояса арки, якщо рівномірно розподілене навантаження $q = 10,0$ кН/м, прольот арки $l = 40$ м, а ширина перерізу $b = 18,0$ см.

16. Використовуючи дані задачі № 14, визначити висоту перерізу арки, якщо рівномірно розподілене навантаження $q = 8,3$ кН/м, прольот арки $l = 50$ м, а ширина її перерізу $b = 24,0$ см.

17. Визначити ширину перерізу арки сегментного обрису з розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням $q = 6,5$ кН/м. Прольот арки $l = 45$ м, стріла підйому арки $f = 22,5$ м, висота перерізу арки $h = 130$ см. Максимальний згинальний момент визначити для точки с координатою $x = 3$ м. Матеріал – сосна 2-го сорту.

18. Визначити ширину перерізу металодерев'яної арки сегментного обрису з розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням $q = 7,0$ кН/м. Прольот арки $l = 60$ м, стріла підйому арки $f = 30$ м, висота перерізу арки $h = 180$ см. Матеріал – сосна 2-го сорту

19. Користуючись будівельними нормами для дерев'яних конструкцій, визначити розрахункову довжину тришарнірної арки при її розрахунку на стійкість у площині кривизни при несиметричному навантаженні.

20. Використовуючи умову задачі № 19, визначити розрахункову довжину тришарнірної арки при її розрахунку на стійкість у площині кривизни при симетричному навантаженні.

21. Визначити величину розпору в трикутній тришарнірній арці, якщо відомо, що прольот арки $l = 15$ м, стріла підйому арки $f = 3$ м, а рівномірно розподілене навантаження $q = 4,8$ м (рис. 60).

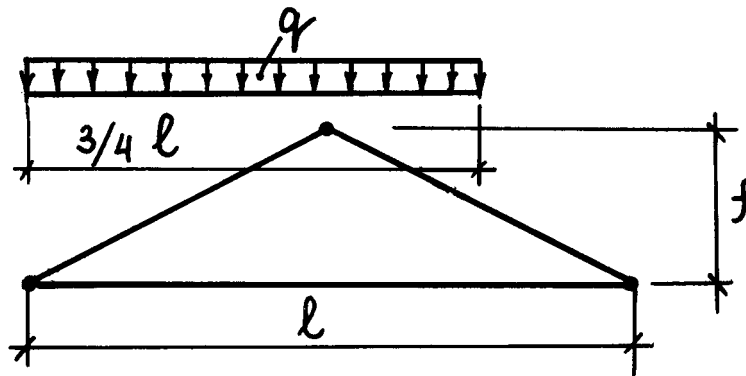


Рис. 60

22. Визначити висоту перерізу стиснутого розкоса ферми, коли відомо, що зусилля в ньому $N = 19,6$ кН, довжина $l = 3,2$ м, ширина перерізу $b = 10$ см, кріплення кінців – шарнірні.

23. Визначити висоту перерізу стиснутого стояка ферми, якщо його ширина $b = 13,0$ см, зусилля $N = 35$ кН, його довжина $l = 3,0$ м, кріплення кінців – шарнірні.

24. Чому дорівнює розрахункова довжина двохшарнірної арки при симетричному навантаженні при її розрахунку на стійкість у площині кривизни?

25. Визначити висоту перерізу нижнього поясу ферми з брусів, якщо ширина брусів $b = 13,0$ см, величина зусилля розтягу $N = 130$ кН, вільна довжина нижнього поясу – 7 м, матеріал – сосна 2-го сорту.

26. Для розрахункової схеми трикутної тришарнірної арки (рис. 60) визначити площу поперечного перерізу затяжки, якщо прольот арки $l = 12$ м, стріла підйому арки $f = 2$ м, навантаження $q = 8,0$ кН/м, матеріал затяжки – Вст.3псб-1, коефіцієнт умов роботи $m = 0,85$.

27. Використовуючи умову задачі № 26, визначити максимальне значення нормальних напружень в арці, в якій поперечний переріз $b \times h = 15 \times 40$ см. Матеріал арки – сосна 2-го сорту.

28. Для заданої розрахункової схеми трикутної арки (рис. 61), завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 4,0$ кН/м, визначити мінімально необхідну кількість цвяхів ($d_{цв} = 5$ мм, $l_{цв} = 150$ мм) для кріплення затяжки в арці, якщо затяжка виконана з двох дощок товщиною $\delta = 40$ мм, а ширина перерізу арки $b = 100$ мм.

29. Використовуючи умову задачі № 28, визначити мінімально необхідну кількість болтів $d = 12$ мм для кріплення затяжки в арці (рис. 61).

30. Використовуючи умову задачі № 28, визначити найбільше нормальне напруження у поясі арки, в якій розміри поперечного перерізу $b \times h = 15 \times 40$ см. Матеріал поясу арки – сосна 2-го сорту.

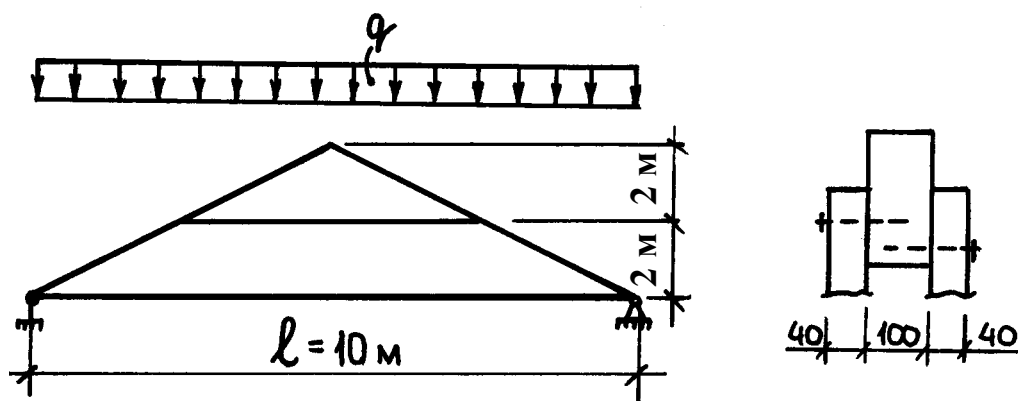


Рис. 61

31. Визначити мінімально необхідну площу перерізу пояса трикутної арки біля її упору. Розрахункова схема арки, зовнішні навантаження та опорний вузол дано на рис. 62. Матеріал поясу арки – сосна 2-го сорту.

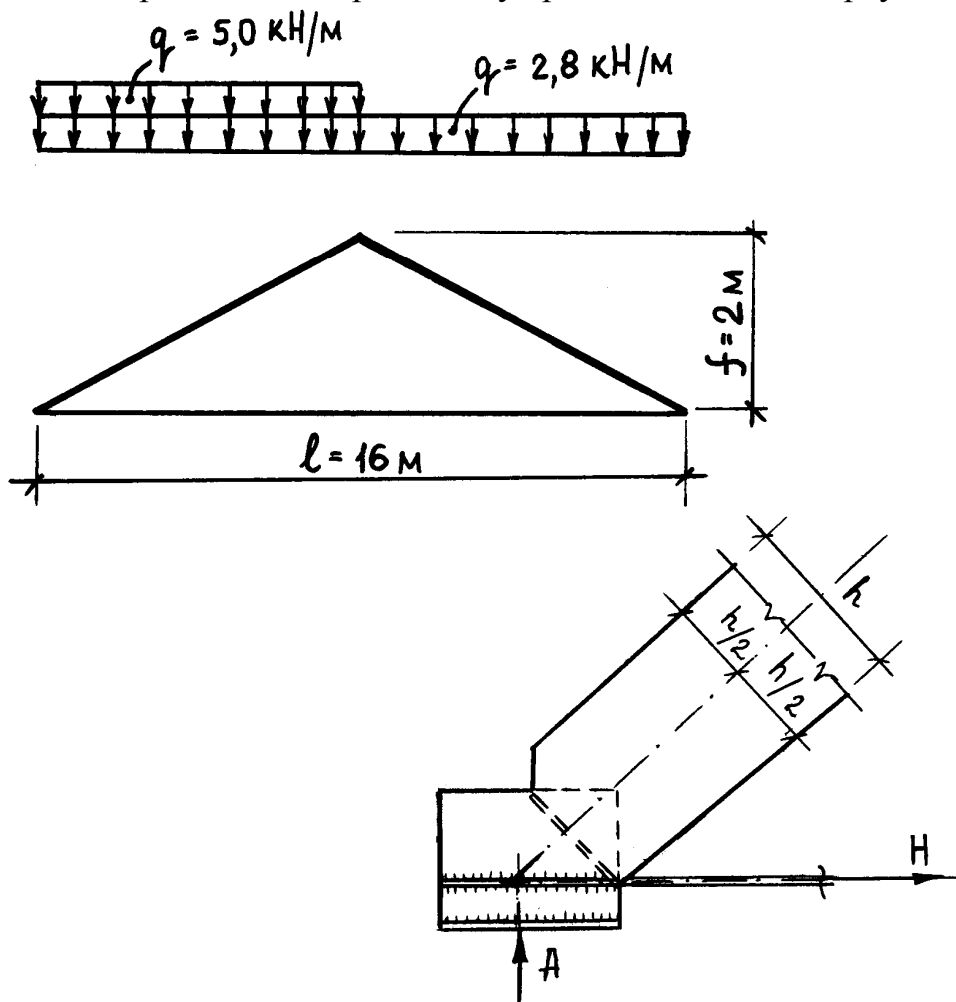


Рис. 62

32. Визначити зусилля, яке виникає у другому (від центра) ряді болтів від одностороннього снігового навантаження $q = 6,3 \text{ кН/м}$, якщо прольот арки $l = 16 \text{ м}$ (рис. 63).

33. Використовуючи умову задачі № 32, визначити зусилля одного болта першого (від центра) ряду (рис. 63).

34. Використовуючи умову задачі № 32, визначити мінімально необхідний діаметр болтів d для з'єднання двома накладками двох напіварок, якщо ширина накладки $b = 7$ см (рис. 63).

35. За заданою перерізуючою силою $Q = 40$ кН в опорному дощато-клеєному перерізі арки визначити висоту перерізу арки h , якщо ширина перерізу арки $b = 14$ см, а $R_{ск} = 2,4$ МПа.

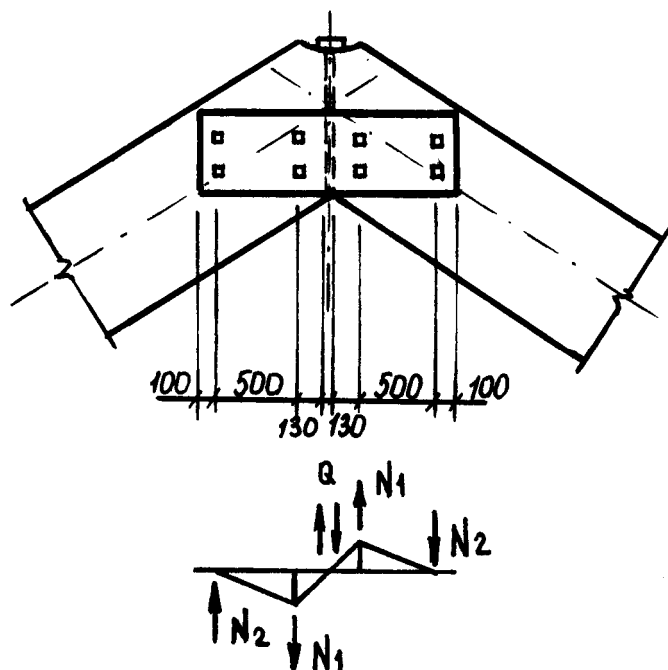


Рис. 63

36. Визначити глибину врубку з одним зубом розкоса $ДС$ у нижній пояс ферми, якщо ферма виготовлена з брусів шириною $b = 15$ см. Матеріал – сосна 2-го сорту, геометрична схема ферми, її розміри та зовнішнє навантаження подані на рис. 64.

37. Використовуючи умову задачі № 36, визначити необхідну глибину врубку розкоса $КЛ$ у верхній пояс ферми (рис. 64).

38. Використовуючи умову задачі № 36, визначити необхідну кількість болтів діаметром $d = 20$ мм для кріплення накладок перерізом 10×20 мм до нижнього пояса ферми перерізом $18,0 \times 20$ см у місці стику, розміщеного в панелі $ДЛ$ (рис. 64).

39. Визначити глибину врубку $h_{вр}$ вкладиша в нижній пояс ферми у вузлі $Л$ (рис. 65), використовуючи розміри ферми, наведеної на рис. 64. Рівномірно розподілене навантаження $q = 12,0$ кН/м діє на половині прольота ферми. Ширина вкладиша $b = 15$ м.

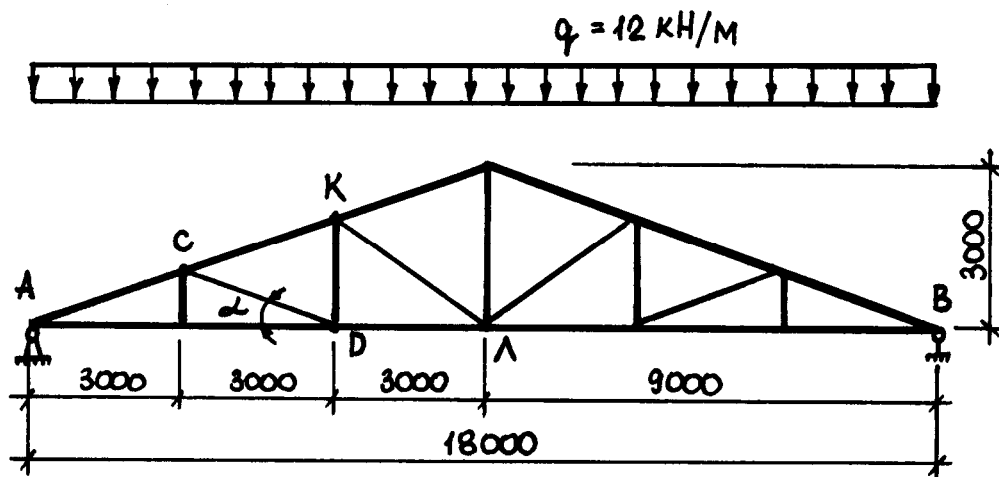


Рис. 64

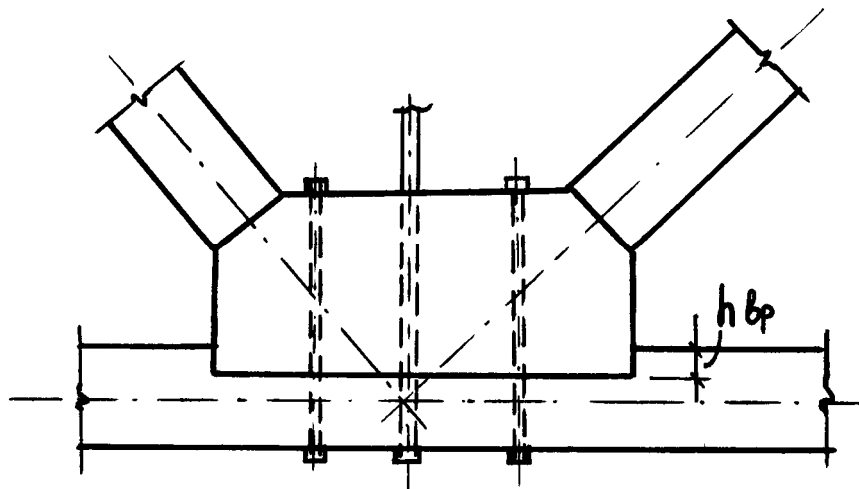


Рис. 65

40. Визначити необхідну довжину площадки сколювання в опорному вузлі трикутної ферми на лобових врубках, якщо переріз нижнього пояса ферми $b \times h = 20 \times 20$ см, $R_{ск} = 2,4$ МПа. Зусилля в опорному вузлі та його конструкція представлені на рис. 7(задача 6). Матеріал – сосна 1-го сорту.

41. Перевірити міцність карнизного вузла дощатоклеєної гнutoї тришарнірної рами, зображеної на рис. 66, по нормальних напруженнях на внутрішньому ребрі, якщо прольот рами $l = 24$ м, радіус кривизни центральної осі криволінійної ділянки рами $r = 4,5$ м, ухил верхнього ребра ригеля $\alpha = 14^\circ$, геометричні розміри поперечних перерізів напіврами в точках A, B, C, D, E відповідно дорівнюють $18,0 \times 120$; $18,0 \times 180$; $18,0 \times 180$; $18,0 \times 180$; $18,0 \times 80$ см. Рівномірно розподілені навантаження, які діють на раму, мають такі значення: вертикальне навантаження $q_1 = 15,0$ кН/м, горизонтальне зліва (активне) $q_2 = 1,5$ кН/м, горизонтальне справа (відсос) $q_3 = 0,9$ кН/м. Рама виготовлена із соснових дощок 2-го сорту товщиною $\delta = 24$ мм, верхнє ребро її розкріплене зв'язками через 3,0 м.

42. Використовуючи умову задачі № 41, визначити нормальне напруження на зовнішньому ребрі карнизного вузла в перерізі C.

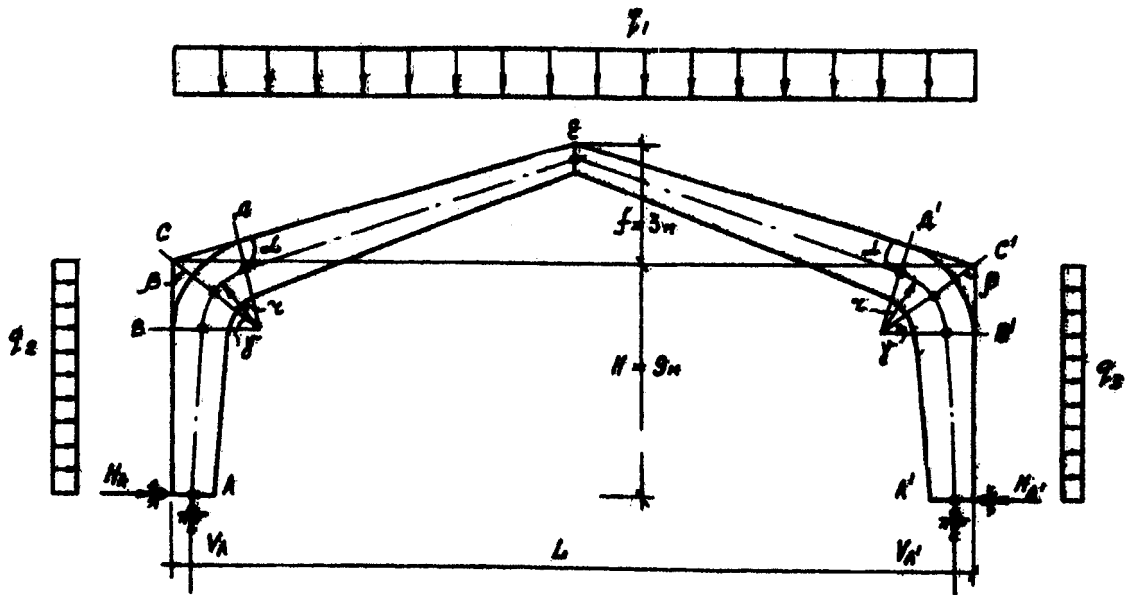


Рис. 66

43. Визначити мінімальну відстань від лівої опори до розрахункового перерізу в двосхилій дощатоклеєній напіварці (рис. 67), якщо прольот трикутної тришарнірної арки $l = 18$ м, а її висота $f = 3$ м. на арку діє рівномірно розподілене погонне навантаження $q = 12$ кН/м, розміри опорних перерізів $18,0 \times 40$ см, нахил схилів напіварки відносно її поздовжньої осі $i = 0,1$, матеріал напіварки – соснові дошки 2-го сорту.

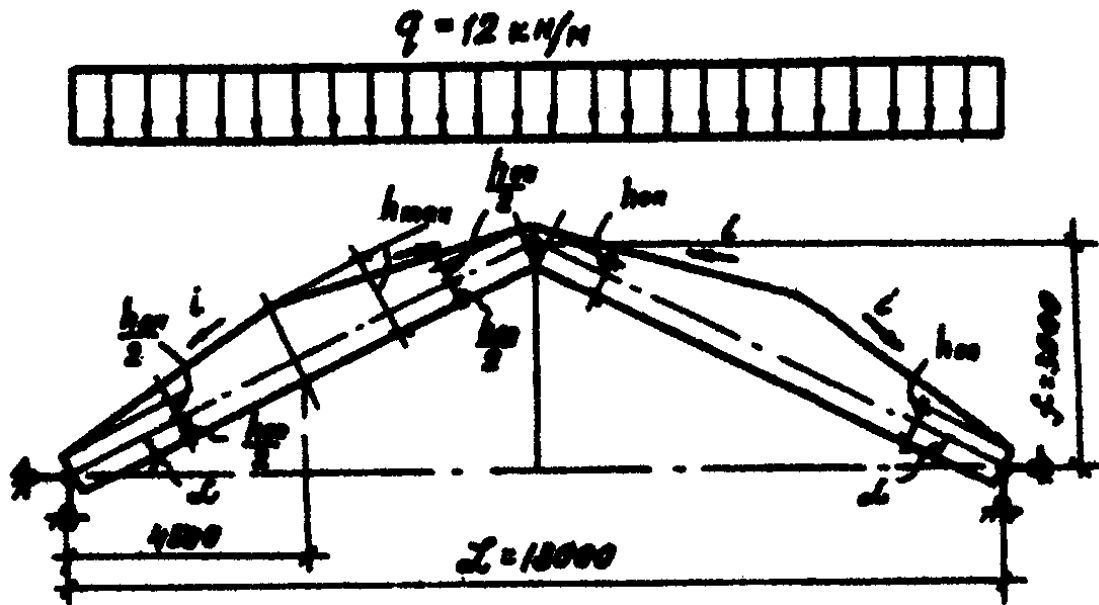


Рис. 67

44. Використовуючи умову задачі № 43, визначити найбільші нормальні напруження у дощатоклеєних напіварках.

45. Використовуючи умову задачі № 43, перевірити стійкість напіварки з площини вигину, колио відомо, що кожна напіварка розкріплена зв'язками на опорах, у гребені та у чвертьпрольотах арки.

46. Визначити найменшу висоту шпренгельної дощатоклеєної балки постійного прямокутного перерізу, якщо балка згинається рівномірно розподіленим навантаженням $q = 20 \text{ кН/м}$ (рис. 68). Прольот балки $l = 9 \text{ м}$, висота стояка в осях $f = 3,0 \text{ м}$, ширина балки $b = 14 \text{ см}$, ексцентриситет поздовжнього зусилля $e = 0$. Балка і стояк виготовлені з соснових дощок 3-го сорту товщиною 35 мм, а підпружний ланцюг – із сталевго прутка (марка сталі Вст3 кп2), обладнаного на кінцях різьбою для кріплення до балки та для створення сили натягу ланцюга.

47. Використовуючи умову задачі № 46, визначити мінімальні розміри перерізу дощатоклеєного стояка, коли відомо, що гнучкість стояка дещо більше 70, а відношення розмірів сторін 1:1.

48. Використовуючи умову задачі № 46, визначити найбільші нормальні напруження у стояка змінного прямокутного перерізу, розміри якого на кінцях відповідно дорівнюють 14 x 9,0 та 14 x 18 см. Стояк має шарнірні кріплення як у площині, так і з площини вигину шпренгельної балки.

49. Використовуючи умову задачі № 46, знайти мінімальну висоту дощатоклеєної шпренгельної балки, якщо ексцентриситет поздовжнього зусилля у балці дорівнює 1/4 висоти перерізу.

50. Шарнірно обперта дощатоклеєна балка постійного прямокутного перерізу 15 x 60 см прольотом $l = 9 \text{ м}$ завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Для збільшення несучої здатності балка підсилена шпренгелем (рис. 68). Яке зусилля у підпружному ланцюзі необхідно створити, щоб збільшити вдвічі несучу здатність балки? Висота стояка в осях $f = 3 \text{ м}$, ексцентриситет поздовжнього зусилля $e = 0$. Балка виготовлена із соснових дощок 2-го сорту товщиною 40 мм.

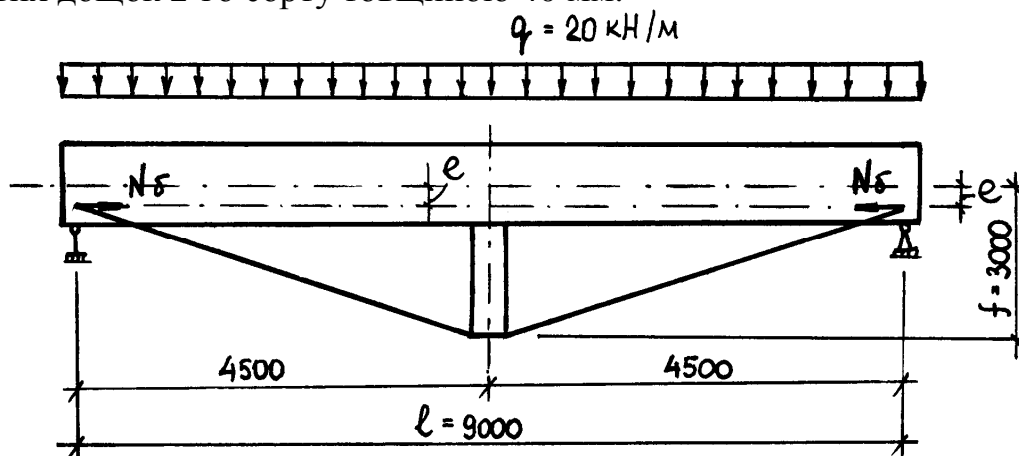


Рис. 68

Розв'язання: Знайдемо несучу здатність балки до підсилення з формули перевірки міцності балки.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_{\text{виг}} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}, \quad \text{де} \quad M = \frac{ql^2}{8}.$$

$$\text{Звідси маємо } q = \frac{8W \cdot R_{\text{виг}} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}}{l^2}.$$

Після перетворення балки в шпренгельну систему розрахункова схема та формула перевірки міцності стануть іншими:

$$\sigma = \frac{N_{\delta}}{F} + \frac{M}{\xi \cdot W} \leq R_{\text{виг}} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}},$$

де $N_{\delta} = N_{\text{н.л.}} \cdot \cos \alpha$; $M = \frac{q \left(\frac{l}{2} \right)^2}{8} = \frac{ql^2}{32}$ – згинальний момент у середині балки; N_{δ} – стискаюче зусилля у балці; $N_{\text{н.л.}}$ – зусилля підпружного ланцюга; α – кут нахилу підпружного ланцюга.

Звідси маємо

$$N_{\text{н.л.}} = \frac{\left(R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}} - \frac{ql^2}{32W \cdot \xi} \right) \cdot F}{\cos \alpha}.$$

Підставимо у цей вираз раніше знайдене значення для q збільшене вдвічі.

$$N_{\text{н.л.}} = \frac{\left(R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}} - \frac{2 \cdot 8 \cdot W \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}} \cdot l^2}{l^2 \cdot 32 \cdot W \cdot \xi} \right) \cdot F}{\cos \alpha} = \frac{R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}}{\cos \alpha} \cdot F \cdot \left(1 - \frac{1}{2\xi} \right),$$

де $F = b \cdot h$ – площа поперечного перерізу;

$$\cos \alpha = \frac{l}{2 \cdot \sqrt{\frac{l^2}{4} + f^2}} = \frac{9}{2 \cdot \sqrt{\frac{9^2}{4} + 3^2}} = 0,832.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{F \cdot \varphi \cdot R_c} = \frac{F \cdot \varphi \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}} - N_{\text{ш}} \cdot \cos \alpha}{F \cdot \varphi \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}}};$$

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{450}{0,289 \cdot 60} = 25,95 < 70;$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{25,95}{100} \right)^2 = 0,946,$$

підставимо значення ξ у формулу для $N_{\text{н.л.}}$. Тепер остаточно маємо:

$$N_{\text{н.л.}} = \frac{R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{\text{ш}} \cdot F}{2 \cos \alpha} \cdot \left[(1 + \varphi) \pm \sqrt{1 + \varphi^2} \right];$$

$R_{\text{виг}} = R_c = 1,5$ кН/см² – для соснових дощок 2-го сорту; $m_{\delta} = 0,96$; $m_{\text{ш}} = 0,96$; $\cos \alpha = 0,832$; $\alpha = 33,69^\circ$.

$$N_{\text{н.л.}} = \frac{1,5 \cdot 0,96 \cdot 0,96 \cdot 15 \cdot 60}{2 \cdot 0,832} \cdot \left[(1 + 0,946) \pm \sqrt{1 + 0,946^2} \right] = 747,69 \text{ кН}.$$

РОЗДІЛ VI. ПАНЕЛІ

1. Визначити максимальне розрахункове напруження розтягнутої обшивки (рис. 69) клеєфанерної панелі покриття шириною $b=1,2$ м, прольотом $l=3$ м, завантаженої розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням $g=1,43$ кН/м². Обшивки панелі виконані з фанери марки ФСФ і мають стики „на вус”.

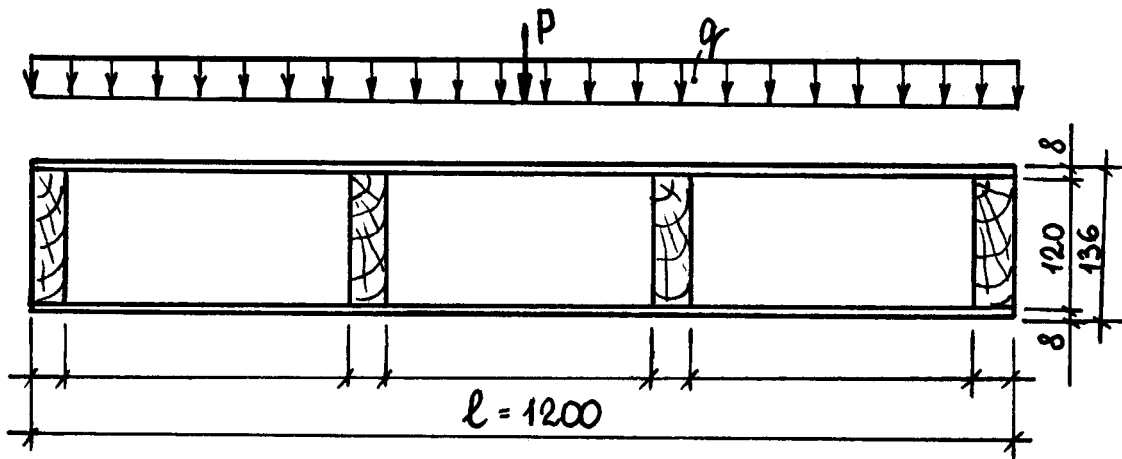


Рис. 69. До задачі № 1

2. За умовою задачі № 1 перевірити стійкість стиснутої обшивки клеєфанерної панелі (рис. 69).

3. За умовою задачі № 1 перевірити верхню обшивку клеєфанерної панелі на вигин від місцевого навантаження $P=1,2$ кН (рис. 69).

4. За умовою задачі № 1 визначити напруження сколювання по клеєвому шву фанерної обшивки у межах ширини дощатих ребер (рис. 69).

5. За умовою задачі № 1 перевірити несучу здатність клеєфанерної панелі за другою групою граничних станів, коли відомо, що допустимий відносний вигин $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}$, а величина нормативного навантаження

$$g^n = 1,02 \text{ кН/м}^2.$$

6. Дано тришарову панель – сендвіч з обшивками з листового азбестоцементу з такими розрахунковими характеристиками: $R_p = 6,4$ МПа, $R_c = 21,0$ МПа, $R_{виг} = 14,5$ МПа, $R_{зр} = 2,0$ МПа, $E = 10000$ МПа, $\mu = 0,2$. Середній шар виконаний з полістирольного пінопласта ПСБ з щільністю $\gamma = 0,40$ кН/м³ та розрахунковими характеристиками $R_p = 0,03$ МПа, $R_c = 0,03$ МПа, $R_{зр} = 0,02$ МПа. Панель обперта короткими сторонами і працює за схемою однопрольотної балки. Прольот панелі $l=3,0$ м, її ширина $b=1,5$ м, відстань між обшивками – 0,15 м, розрахункове рівномірне

розподілене навантаження $g = 1,92 \text{ кН/м}^2$. Розрахувати товщину обшивок панелі (рис. 70).

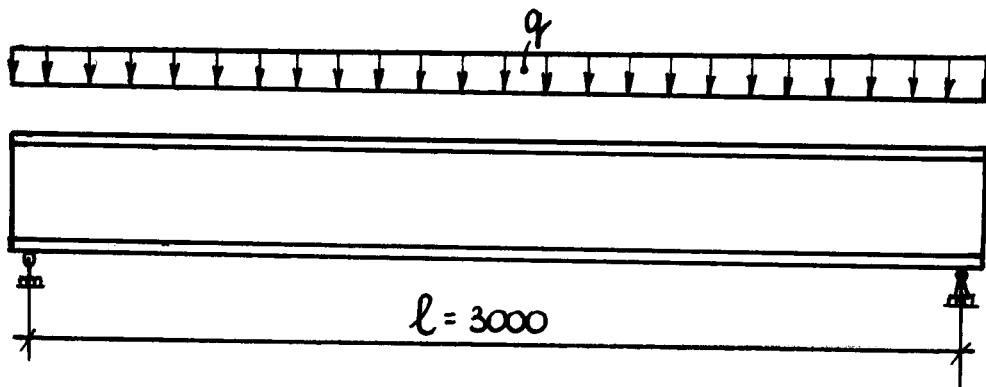


Рис. 70

7. За умовою задачі № 6 визначити за міцністю товщину середнього шару панелі.

8. Яку обшивку необхідно розраховувати на міцність (стиснуту чи розтягнуту) в тришаровій панелі з азбестоцементними обшивками?

9. Яку обшивку необхідно розраховувати (розтягнуту чи стиснуту) в тришаровій панелі з однаковими металевими обшивками.

10. Чому дорівнюють дотичні напруження у заповнювача тришарової панелі, яка має довжину l , ширину b , товщину середнього шару h , від рівномірно розподіленого навантаження q у перерізі $x = \frac{l}{2}$?

11. Які напруження виникають у середньому шарі опорного перерізу тришарової панелі, яка працює за схемою однопрольотної балки і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням?

12. Чому дорівнюють нормальні напруження у обшивці тришарової панелі прольотом l , висотою h , з товщиною обшивки t від рівномірно розподіленого навантаження у перерізі $x = \frac{l}{2}$?

13. Якої щільності пінопласт доцільно застосовувати як заповнювач для тришарової панелі, яка має поздовжні ребра жорсткості?

14. Якої об'ємної маси доцільно застосовувати пінопласт для середнього шару будівельних панелей – сендвічей?

15. Визначити максимальні напруження у обшивках панелі-сендвіча, якщо відомо, що довжина панелі $l = 4 \text{ м}$, ширина $b = 1,2 \text{ м}$, товщина заповнювача – 12 см, товщина обшивок з листового азбестоцементу – 6 м, а рівномірно розподілене навантаження $g = 1,58 \text{ кН/м}^2$?

16. Який пінопласт необхідно застосувати для середнього шару панелі – сендвіча товщиною 80 мм, яке має металеві профільовані обшивки з висотою гофра 40 мм?

17. Різниця температур внутрішньої і нагрітої зовнішньої металевих обшивок тришарової панелі – сендвіча складає 40°C . Чи отримає панель при цьому вигин, а якщо отримає, то в сторону якої обшивки?

18. Які клеї застосовують у тришарових панелях для приклеювання пінопласту до фанерних обшивок?

19. При яких обшивках (металевих, азбестоцементних, фанерних) треба враховувати температурні впливи при розрахунку тришарових панелей?

20. При яких обшивках (металевих, азбестоцементних, фанерних) слід враховувати впливи вологості при розрахунку тришарових панелей?

21. До якого типу відноситься снігове навантаження при розрахунку тришарових панелей з середнім шаром з пінопласту?

22. Яка максимальна довжина суцільної без компенсаційних стиків ділянки покрівлі з тришарових панелей з алюмінієвими обшивками?

23. Яка максимальна довжина суцільної без компенсаційних стиків ділянки покрівлі з тришарових панелей із сталевими обшивками?

24. Який максимально можливий прольот може мати панель за умови міцності (стійкості) її обшивок з азбестоцементу марки 250, коли відомо, що товщина обшивок $t=8$ мм, товщина середнього шару з пінопласту ПСБ об'ємної маси $0,60 \text{ кН/м}^3$ дорівнює 10 см, а розрахункове навантаження $g=1,4 \text{ кН/м}^2$ і ширина панелі $b=1,2$ м? Розрахункові опори азбестоцементних листів марки 250 такі: $R_c=24,4 \text{ МПа}$, $R_p=7,5 \text{ МПа}$, $R_{zp}=17,5 \text{ МПа}$, а пінопласту – $R_c=0,06 \text{ МПа}$, $R_p=0,06 \text{ МПа}$, $R_{zp}=0,05 \text{ МПа}$.

25. Який максимально можливий прольот може мати панель за умови міцності її заповнювача? Необхідні для розрахунку дані прийняти з умови задачі № 24.

РОЗДІЛ VII. ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

1. Для кружально-сіткового склепіння (рис. 71) прольотом $l = 20$ м, стрілкою підйому $f = 4$ м, кутом між твірною і косяком $\alpha = 60^\circ$ загальне навантаження $q = 3,0$ кН/м², відстань між торцевими арками $B = 30$ м, крок косяків по опорному брусу $C = 1,8$ м. Визначити коефіцієнт розвантажуючої дії фронтонів K_ϕ .

2. Використовуючи умову задачі № 1, знайти нормальну силу, яка діє на один косяк у середині склепіння.

3. Використовуючи умову задачі № 1, визначити гнучкість склепіння, якщо висота косяків $h_K = 40$ см.

4. Використовуючи умову задачі № 1 і маючи косяки з такими параметрами: висота $h_K = 40$ см, $F_{HT} = 0,8F_{\text{бр}}$, $W_{HT} = 0,9W_{\text{бр}}$, визначити мінімальну товщину косяка на відстані від опори на $1/4$ довжини склепіння.

5. Використовуючи умову задачі № 1, визначити кількість цвяхів, необхідних для розміщення на 1 м ширини поздовжнього настилу при його з'єднанні з торцевою аркою. Товщина дощок настилу 40 мм, а цвяхи мають довжину $l_{\text{цв}} = 100$ мм, діаметр $d_{\text{цв}} = 4$ мм.

6. Для склепіння (за даними задачі № 1) визначити перерізуючу косяк силу.

7. За умовою задачі № 1 визначити діаметр болта, який з'єднує косяки склепіння (розрахунковий опір болта 140 МПа).

8. Затяжки склепіння (за даними задачі № 1) виконані зі сталі Вст.3пс5 й розміщені на відстані із $C = 5,4$ м одна від одної. Визначити їх діаметр (рис. 71).

9. За даними задачі № 1 визначити переріз квадратного опорного бруса, якщо стояки, на які він обпирається, розміщені через 5,4 м за умовою $W_{xHT} = W_{yHT} = 0,8W_{\text{бр}}$.

10. За даними задачі № 1 визначити навантаження, яке діє на торцеву (фронтонну) арку.

11. Маючи рішення задач № 1 і № 10, визначити кількість шарів косяків перерізом 40 x 12 см, необхідних для торцевої арки (косяки з'єднані цвяхами).

12. Повна довжина дуги склепіння $S = 30$ м. Чому дорівнює розрахункова довжина склепіння при несиметричному навантаженні?

13. За даними задачі № 12 визначити розрахункову довжину склепіння при симетричному навантаженні.

14. Чому дорівнює розрахункова довжина склепіння, якщо навантаження симетричне, а склепіння стрільчає.

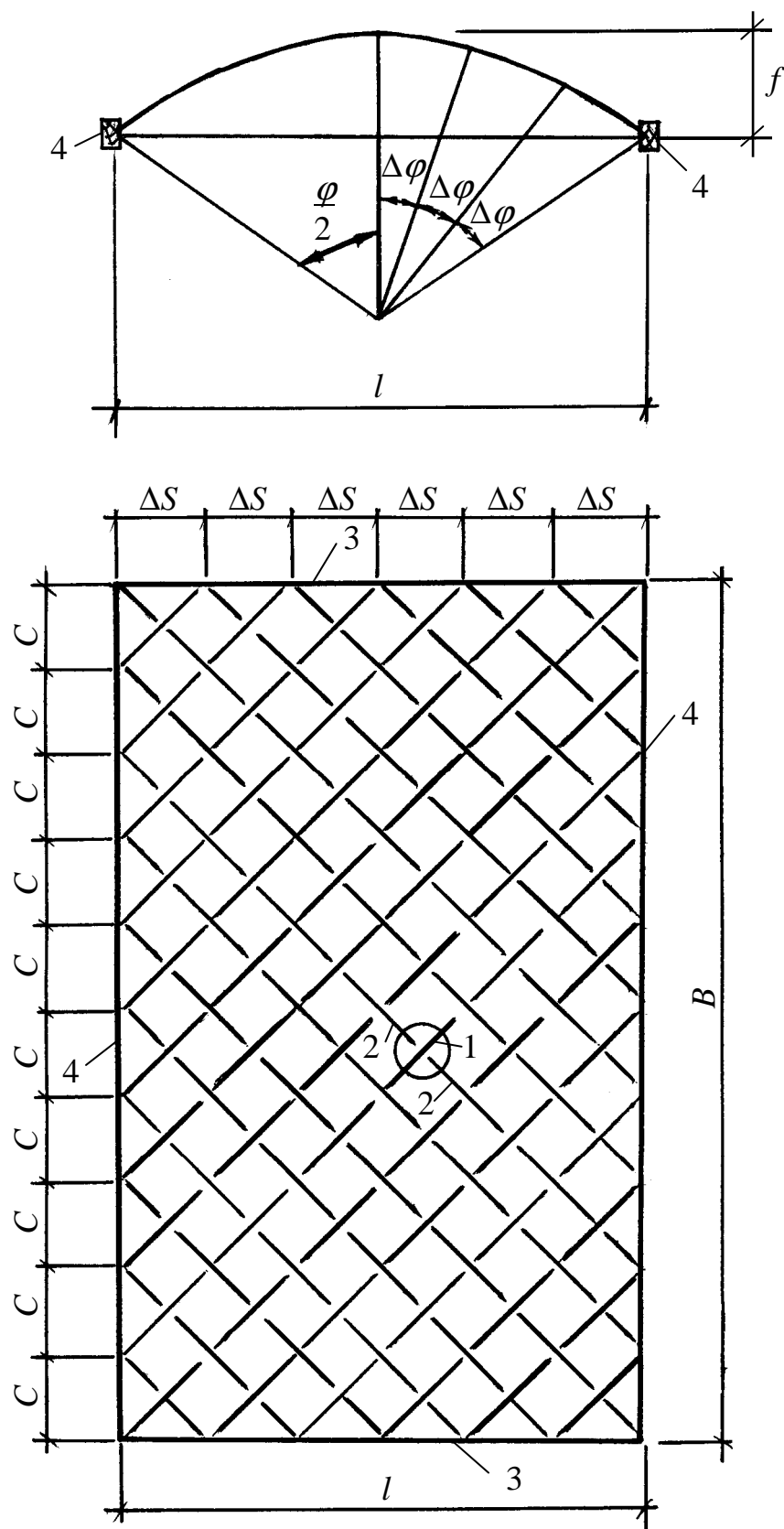


Рис. 71. Поперечний переріз і план кружально-сіткового склепіння:
 1 – наскрізний косяк; 2 – набігаючий косяк; 3 – торцева (фронтонна арка);
 4 – настіінний брус

15. Тонкостінний купол-оболонка (рис. 72) завантажено розрахунковим рівномірно розподіленим по плану будівлі навантаженням 1000 Н/м^2 , діаметр нижнього опорного кільця купола $D = 30 \text{ м}$, стріла підйому $f = 6 \text{ м}$, діаметр верхнього кільця $d = 3,5 \text{ м}$. Нехтуючи вітровим навантаженням, визначити максимальне напруження стиску в кільцевому настилі.

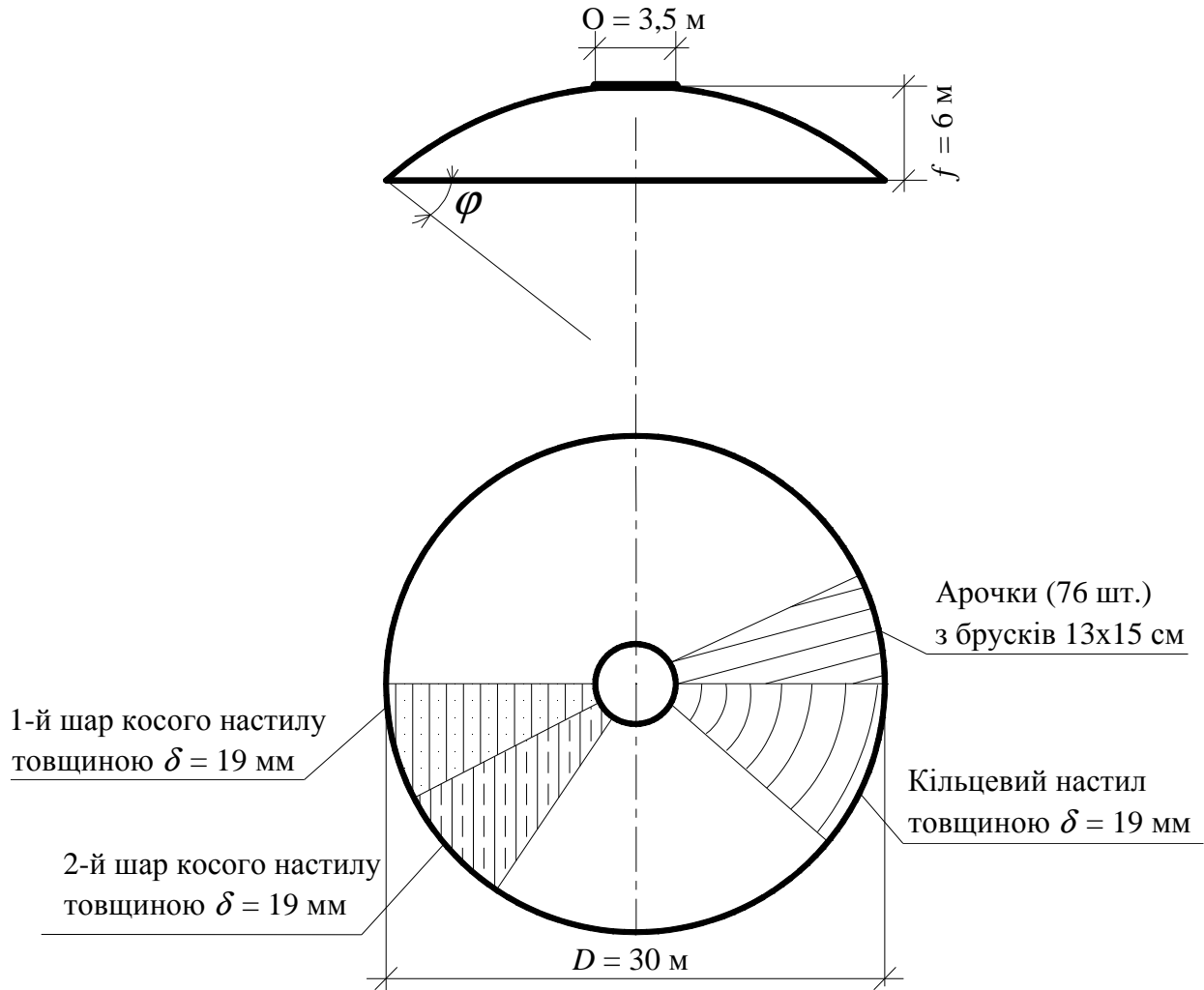


Рис. 72. Тонкостінний купол-оболонка

16. За даними задачі № 15 визначити напруження зім'яття у місцях упору арочок у верхнє кружальне кільце.

17. За даними задачі № 15 знайти напруження зім'яття у місцях упору арочок у нижнє опорне кільце. Площа упору дорівнює 180 см^2 .

18. За даними задачі № 15 визначити кількість цвяхів (на 1 м ширини настилу) довжиною $l_{цв} = 100 \text{ мм}$, діаметром $d_{цв} = 4 \text{ мм}$, які з'єднують дошки настилу й арочки склепіння. Товщина настилу $\delta = 30 \text{ мм}$.

19. За даними задачі № 15 знайти найбільше напруження розтягу у кільцевому настилі, припускаючи, що одночасно стикуються половина дощок ($F_{HT} = 0,5F_{бр}$).

20. За умовами задач № 15 та № 19 визначити кількість цвяхів довжиною $l_{цв} = 100$ мм, діаметром $d_{цв} = 4$ мм на 1 м настилу, необхідних для перекриття стиків дощок кільцевого настилу. Одночасно стикується половина дощок, товщина дощок настилу $\delta = 30$ мм.

21. Яку роль виконує косий настил у куполі?

22. Чому шари косого настилу завжди роблять взаємно перпендикулярними?

23. За даними задачі № 15 визначити нормальну силу у кружальному кільці.

24. За даними задачі № 15 визначити силу розтягу у опорному кільці.

25. Як зміниться площа перерізу меридіальних арок, якщо діаметр купола збільшиться вдвічі (стійкість купола забезпечена)? Кількість арок залишилась тією ж (рис. 72).

26. Як збільшиться товщина дощок кільцевого настилу за умовами задачі № 25?

27. Хто автор проекту купола Троїцької церкви у м. Санкт-Петербурзі?

28. Хто першим виконав проект сіткових башт?

29. За умовами задачі № 15 визначити у скільки разів буде легшим (або важчим) металевий купол-оболонка? Стійкість купола забезпечена. Розрахунковий опір сталі $R = 210$ МПа, об'ємна маса складає 78 кН/м^3 .

30. Два куполи одного діаметра, але з різними стрілами підйому сприймають однакове навантаження. Перший купол має стрілу підйому $f_1 > f_2$ (f_2 – стріла підйому другого купола). Вага якого купола буде більшою?

31. Що збільшує запас стійкості склепіння: зменшення чи збільшення його радіуса?

32. Виконати розрахунок кружально-сіткового склепіння з прямокутною сіткою системи Песельника за такими вихідними даними (рис. 71):

- проліт склепіння $l = 15$ м;
- стріла підйому склепіння $f = 2,9$ м;
- відстань між внутрішніми гранями фронтонних арок $B = 26,5$ м;
- кут між віссю косяка і твірною склепіння $\alpha = 45^\circ$.

Розв'язання:

Для розрахунку вважаємо, що покриття являє собою двошарнірну кругову арку, ширина площі навантаження на яку дорівнює C – кроку косяків по опорному брусу (відстані між центрами вузлів по твірній склепіння). Розрахунок згаданої умовної арки не виконуємо, а для подальших розрахунків приймаємо згинальний момент в арці $M_a = 2,25 \text{ кН}\cdot\text{м}$, стискаючу силу в арці $N_a = 16 \text{ кН}$ (склад покриття і величина снігового навантаження умовно не визначені).

Приймаємо також висоту косяка $h_K = 20$ см, товщину косяка $b_K = 6$ см.

Перевіряємо конструктивні вимоги до такого класу кружально-сіткових склепінь:

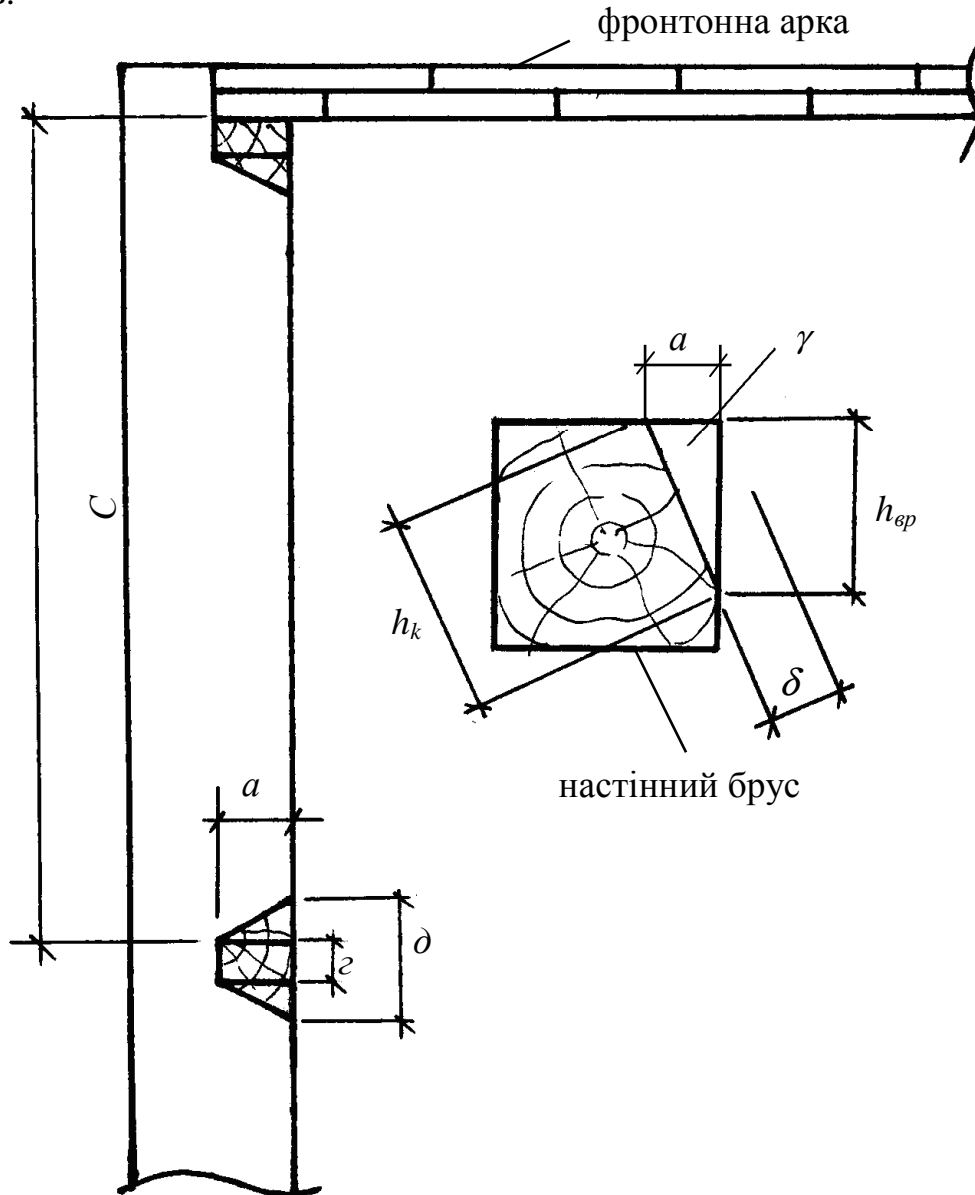


Рис. 73. Розміри врубів у настінних брусах

1. $f \geq \frac{1}{7}l \rightarrow f = 2,9 \text{ м} > \frac{15}{7} = 2,14 \text{ м};$
2. $h_K > \frac{1}{100}l \rightarrow 20 \text{ см} > \frac{1500}{100} = 15 \text{ см};$
3. $b_K = 6 \text{ см} > 2,5 \text{ см};$
4. $\frac{h_K}{b_K} \leq 4,5 \rightarrow \frac{20}{6} = 3,33 < 4,5$, тобто перераховані вимоги виконані.

Геометричний розрахунок склепіння

Визначаємо:

R – радіус дуги склепіння

$$R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} = \frac{15^2}{8 \cdot 2,9} + \frac{2,9}{2} = 11,15 \text{ м};$$

φ – центральний кут кругового склепіння

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{l}{2R}; \quad \sin \frac{\varphi}{2} = \frac{15}{2 \cdot 11,15} = 0,673;$$

$$\frac{\varphi}{2} = 42^{\circ}18'; \quad \varphi = 84^{\circ}36';$$

$\Delta\varphi$ – центральний кут косяка склепіння

$$\Delta\varphi = \frac{\varphi}{n_K}; \quad \Delta\varphi = \frac{84^{\circ}36'}{6} = 14^{\circ}6';$$

де n_K – кількість косяків по дузі склепіння (від одного опорного бруса до другого);

ΔS – крок косяків по дузі склепіння (відстань між центрами вузлів по напрямній склепіння)

$$\Delta S = 2R \cdot \sin \frac{\Delta\varphi}{2} = 2 \cdot 11,15 \cdot \sin 7^{\circ}3' = 22,3 - 0,1228 = 2,73 \text{ м};$$

S – довжина дуги склепіння

$$S = \Delta S \cdot n_K = 2,73 \cdot 6 = 16,38 \text{ м};$$

C – крок косяків по опорному брусі (відстань між центрами вузлів по твірній склепіння)

$$C = \Delta S - 1,414 \cdot b_K = 2,73 - 1,414 \cdot 0,06 = 2,65 \text{ м};$$

L_1 – проекція довжини верхньої грані косяка (без шипів) на нижню грань косяка (рис. 74)

$$L_1 = 1,414 \cdot C = 1,414 \cdot 2,65 = 3,75 \text{ м};$$

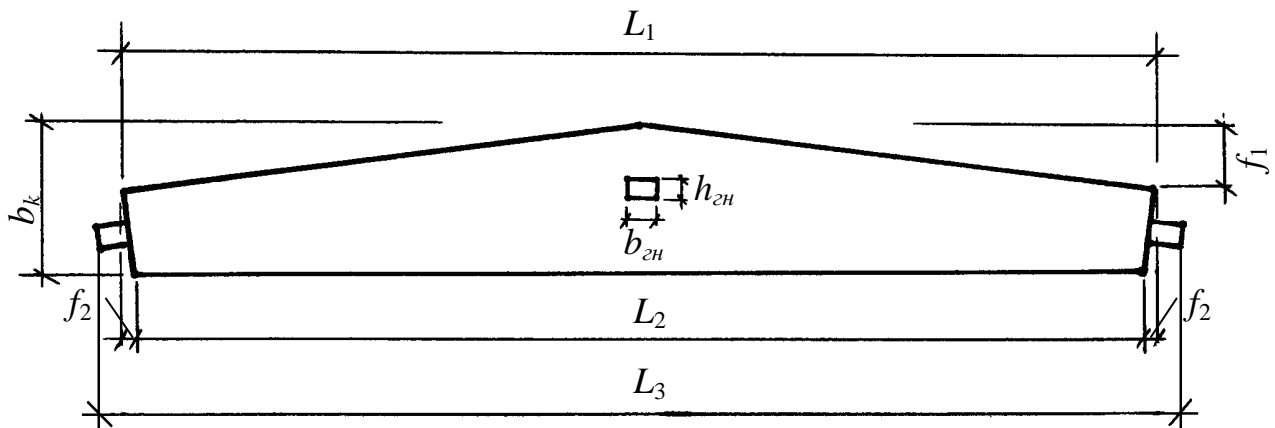


Рис. 74. Косяк

f_1 – скіс верхньої грані косяка

$$f_1 = R \cdot \left(1 - \cos \frac{\Delta\varphi}{2}\right) = 11,15 \cdot (1 - \cos 7^0 3') = 11,15 \cdot (1 - 0,9924) = 0,0846 \text{ м.}$$

Приймаємо $f_1 = 8,5$ см.

f_2 – торцевий скіс бокової грані косяка

$$f_2 = (h_K - f_1) \cdot \operatorname{tg} \beta,$$

де β визначається з виразу:

$$\sin \beta = 1,414 \cdot \sin \frac{\Delta\varphi}{\varphi} =$$

$$= 1,414 \cdot \sin 3^0 31' 40'' = 1,414 \cdot 0,0614 = 0,087.$$

звідси $\beta = 5^0$;

$$f_2 = (20 - 8,5) \cdot \operatorname{tg} 5^0 = 11,5 \cdot 0,087 \approx 1 \text{ см.}$$

L_2 – довжина косяка по нижній грані (без шипів)

$$L_2 = L_1 - 2f_2 = 375 - 2 \cdot 1 = 373 \text{ см;}$$

L_3 – повна довжина косяка по нижній грані (включаючи шипи)

$$L_3 = L_1 + 2b_K = 375 + 2 \cdot 6 = 387 \text{ см;}$$

L_1^T – проекція довжини верхньої грані косяка торцевої арки на нижню грань косяка

$$L_1^T = 2R \cdot \sin \frac{\Delta\varphi}{2} = 2 \cdot 11,15 \cdot \sin 7^0 3' = 22,3 \cdot 0,1228 = 2,73 \text{ м;}$$

f_1^T – скіс верхньої грані косяка торцевої арки

$$f_1^T = f_1 = 8,5 \text{ см;}$$

f_2^T – скіс бокової грані косяка торцевої арки

$$f_2^T = (h_K - f_1) \cdot \operatorname{tg} \frac{\Delta\varphi}{2} = (20 - 8,5) \cdot \operatorname{tg} 7^0 3' = 11,5 \cdot 0,1237 = 1,42 \text{ см;}$$

L_2^T – довжина косяка торцевої арки по нижній грані

$$L_2^T = L_1^T - 2f_2^T = 273 - 2 \cdot 1,42 = 270,16 \text{ см.}$$

Тепер, коли стали відомі значення довжини дуги склепіння S і довжини косяка $l_K = L_1 + b_K = 375 + 6 = 381$ см, перевіримо останні дві конструктивні вимоги до кружально-сіткових склепінь:

$$5. \frac{l_K}{h_K} \geq 13 \rightarrow \frac{381}{20} = 19,5 > 13;$$

$$6. B < 2,5S \rightarrow 26,5 < 2,5 \cdot 16,38 = 41 \text{ м},$$

тобто і ці дві вимоги виконані.

Визначимо також розміри врубок в опорні бруси в місцях обпирання на них косяків (рис. 73):

γ – кут нахилу п'яти врубки для кругового склепіння

$$\gamma = 90^\circ - \frac{\varphi}{2} = 90^\circ - 42^\circ 18' = 47^\circ 42';$$

a – ширину врубки по горизонтальній пласті опорного бруса

$$a = h_K \cdot \cos \gamma = 20 \cdot \cos 47^\circ 42' = 20 \cdot 0,3827 = 7,65 \text{ см};$$

δ – ширину врубки по вертикальній пласті опорного бруса

$$\delta = h_K \cdot \sin \gamma = 20 \cdot \sin 47^\circ 42' = 20 \cdot 0,9239 = 18,5 \text{ см};$$

h_{ep} – глибину врубки

$$h_{ep} = a \cdot \sin \gamma = 7,65 \cdot 0,9239 = 7,05 \text{ см};$$

z, ∂ – довжини врубки у напрямі опорного бруса

$$z = 0,7 \cdot b_K = 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ см}$$

$$\partial - z + 2 \cdot h_{ep} = 0,7 \cdot 6 = 4,2 + 2 \cdot 7,05 = 18,3 \text{ см}.$$

Конструктивний розрахунок склепіння

Приймаємо висоту гнізда косяків $h_{гн} = \frac{h_K}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ см}$, а їхню ширину $f_{гн} = 2 \cdot b_K - 0,2 \text{ см} = 2 \cdot 6 - 0,2 = 11,8 \text{ см}$.

Склепіння такого типу розраховують як двошарнірну арку кругового окреслення з розміщенням тимчасового навантаження від снігу на половині прольоту. Розрахункова полоса склепіння, тобто ширина вантажної площі, прийнята рівною кроку косяків по опорному брусу $C = 2,65 \text{ м}$.

Після розрахунку заданої арки за правилами будівельної механіки при прийнятих спрощеннях (площа умовної арки дорівнює двом площам косяків, а її момент інерції – моменту інерції одного косяка) отримані розрахунковий згинальний момент і нормальна сила, яка відповідає цьому моменту

$$M_a = 2,25 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_a = 16 \text{ кН}.$$

Цей розрахунок у наведеному прикладі не розглядається.

Для визначення напружень у косяках склепіння знайдемо:

K_ϕ – коефіцієнт розважаючої дії фронтов склепіння (табл. 10)

$$K_\phi = f \cdot \left(\frac{B}{S} \right) \cdot \frac{B}{S} = \frac{26,5}{16,38} = 1,618,$$

а згідно з табл. 10 $K_\phi = 1,329$;

F_{op} – площа бруто косяка в його найвищій частині

$$F_{\bar{o}p} = b_K \cdot h_K = 6 \cdot 20 = 120 \text{ см}^2;$$

F_{HT} – площа нетто косяка теж в його найвищій частині

$$F_{HT} = b_K \cdot (h_K - h_{\text{гн}}) = 6 \cdot (20 - 5) = 90 \text{ см}^2;$$

$W_{\bar{o}p}$ – момент опору косяка бруто в його найвищій частині

$$W_{\bar{o}p} = \frac{b_K \cdot h_K^2}{6} = \frac{6 \cdot 20^2}{6} = 400 \text{ см}^3;$$

W_{HT} – момент опору нетто косяка теж в його найвищій частині

$$W_{\bar{o}p} = \frac{b_K \cdot (h_K^3 - h_{\text{гн}}^3)}{6} = \frac{6 \cdot (20^3 - 5^3)}{6 \cdot 20} = 394 \text{ см}^3;$$

$J_{\bar{o}p}$ – момент інерції бруто косяка в його найвищій частині

$$J_{\bar{o}p} = \frac{b_K \cdot h_K^3}{12} = \frac{6 \cdot 20^3}{12} = 4000 \text{ см}^3;$$

λ – гнучкість склепіння

$$\lambda = \frac{0,75 \cdot l_0}{\sin \alpha \cdot \sqrt{\frac{J_{\bar{o}p}}{2F_{\bar{o}p}}}} = \frac{0,75 \cdot 573,3}{0,7071 \cdot \sqrt{\frac{4000}{240}}} = 149.$$

де l_0 – розрахункова довжина умовної арки

$$l_0 = 0,35 \cdot S = 0,35 \cdot 16,38 = 5,733 \text{ м};$$

$$\alpha = 45^0; \quad \sin \alpha = \sin 45^0 = 0,7071;$$

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину умовної арки

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{149^2} = 0,135;$$

ξ – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту від дії стискаючої сили

$$\xi = 1 - \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{\bar{o}p} \cdot R_c \cdot \sin \alpha} = 1 - \frac{N_a}{0,135 \cdot 2 \cdot 120 \cdot 1,4 \cdot 0,7071} = 0,502.$$

Перевіряємо напруження в косяках на стиск з вигином:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_a}{2F_{HT} \cdot \sin \alpha} + \frac{M_a}{\xi \cdot W_{HT} \cdot K_\phi \cdot \sin \alpha} = \\ &= \frac{16}{2 \cdot 90 \cdot 0,7071} + \frac{2,25 \cdot 10^2}{0,502 \cdot 394 \cdot 1,329 \cdot 0,7071} = \end{aligned}$$

$$= 0,1257 + 1,2105 = 1,336 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,4 \text{ кН/см}^2 = 140 \text{ кг/см}^2,$$

тобто умова міцності виконана.

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЗВ'ЯЗОК ЖОРСТКОСТІ

Запроектувати систему зв'язок жорсткості по арках кругового обрису покриття спортивного залу з такими вихідними даними. Прольот арок $l = 60$ м, крок $B = 6$ м, довжина будівлі $L = 60$ м, обпираються арки на залізобетонний фундамент. Огороджуюча частина покриття і стін (разом з торцевими) прийнята з тришарових панелей із зовнішніми шарами з оцинкованого заліза товщиною 1,2 мм. Додатково панелі покриті емаллю. Середній шар виконано з пінополіуретану об'ємною масою $1,0 \text{ кН/м}^3$, товщиною 60 мм. Конструкція панелей, їхнє обпирання і кріплення до арок не дозволяє утворити з їхньою допомогою жорсткий диск для сприйняття горизонтальних навантажень. Поперечний розріз будівлі подано на рис. 75.

Геометричні розміри арки: прольот $l = 60$ м, радіус $r = 46,41$ м, стріла підйому $f = 11$ м, довжина дуги $S = 65$ м.

Розрахункове навантаження на арку $q_g = 12,99 \text{ кН/м}$ і відповідні йому величина нормальної сили і максимального згинального моменту $N = 454,2 \text{ кН}$, $M_{\max} = 585,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (від власної ваги $N_{\text{в.в.}} = 246,2 \text{ кН}$, від снігового навантаження $N_{\text{сн}} = 208 \text{ кН}$).

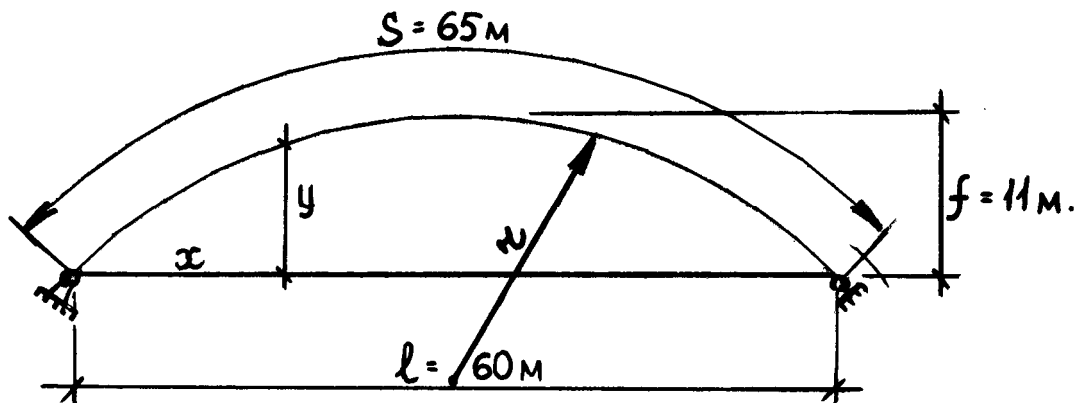


Рис. 75

Розрахунок арки дав такі розміри її поперечного перерізу: $b = 25$ см, $h = 140$ см, $F_{\delta p} = bh = 25 \cdot 140 = 3500 \text{ см}^2$, $W_{\delta p} = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \cdot 140^2}{6} = 81666 \text{ см}^3$.

Виконуємо перевірку стійкості плоскої форми деформування стиснуто-вигинного поясу арки у вертикальній площині

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} + \left(\frac{M_g}{\varphi_M \cdot W_{\delta p} \cdot R_{\text{виг}} \cdot R_c} \right)^n \leq 1,$$

$$M_g = \frac{M_{\max}}{\xi} = \frac{585,8}{0,73} = 802,46 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{F_{\delta p} \cdot \varphi \cdot R_c} = 1 - \frac{454,2}{0,347 \cdot 3500 \cdot 1,40} = 0,73,$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r} = \frac{0,58 \cdot S_0}{0,29 \cdot h} = \frac{0,58 \cdot 6500}{0,29 \cdot 140} = 93,$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{93^2} = 0,347.$$

$$\frac{454,2}{0,347 \cdot 3500 \cdot 1,40} + \left(\frac{585,8 \cdot 10^2}{1,18 \cdot 1,40 \cdot 81666 \cdot 0,73} \right)^2 = 0,267 + 0,354 = 0,621 < 1.$$

Хрестові зв'язки приймаємо з кріпленнями за довжиною арки через $l_0 = 6$ м, тоді:

$$\lambda = \frac{l_0}{0,29 \cdot b} = \frac{600}{0,29 \cdot 25} = 83.$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{83^2} = 0,435.$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot K_\phi = 140 \cdot \frac{25^2}{600 \cdot 140} \cdot 1,13 = 1,18.$$

У зв'язку з тим, що розтягнута зона арки не має закріплень, маємо $n = 2$.

Виконуємо перевірку стійкості плоскої форми деформування стиснуто-вигинного пояса арки в горизонтальній площині:

$$\frac{454,2}{0,435 \cdot 3500 \cdot 1,40} + \left(\frac{585,8 \cdot 10^2}{1,18 \cdot 1,40 \cdot 81666 \cdot 0,78} \right)^2 = 0,22 + 0,31 = 0,53 < 1.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{F_{\phi} \cdot \varphi_y \cdot R_c} = 1 - \frac{454,2}{0,435 \cdot 3500 \cdot 1,40} = 0,78.$$

Умова стійкості плоскої форми деформування арки в обох площинах виконана.

Горизонтальні зв'язки жорсткості розкріплюють кожну пару арок, а в середині довжини будівлі зв'язками жорсткості розкріплюються три арки (рис. 76).

Навантаження на зв'язкові ферми від внутрішніх зусиль, які виникають через відхилення від вертикалі арок при монтажі, визначаємо за формулою

$$q_{38} = 0,03 \cdot q_b \cdot \frac{n+1}{2 \cdot t},$$

де $n = 11$ – кількість арок, $t = 6$ – кількість зв'язкових ферм.

$$q_{38} = 0,03 \cdot 12,99 \cdot \frac{11+1}{2 \cdot 6} = 0,39 \text{ кН/м.}$$

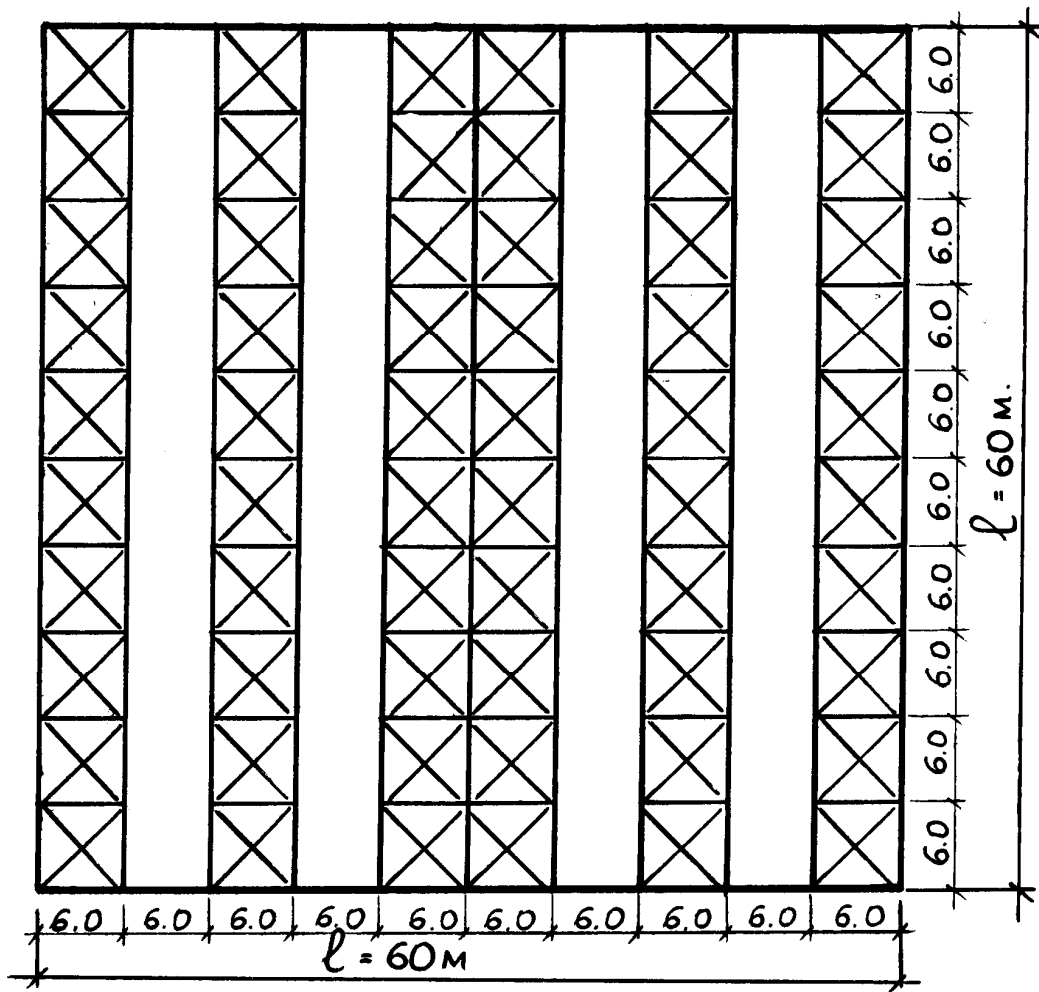


Рис. 76

Вузлове навантаження на зв'язкову ферму

$$P_{\text{вуз}} = 0,39 \cdot 6 = 2,34 \text{ кН.}$$

Розрахункове вітрове навантаження для III будівельного району

$$P_{\text{вим}} = 1,2 \cdot 0,45 = 0,54 \text{ кН/м}^2.$$

Через торцеву стіну вітрове навантаження передається на зв'язкову ферму.

Навантаження від вітру (активне + пасивне)

$$P_W = \frac{0,8 \cdot P_{\text{вим}} + 0,6 \cdot P_{\text{вим}}}{2} = 0,7 \cdot P_{\text{вим}}.$$

Погонне навантаження на зв'язкову ферму

$$q_{\text{зб}}^{\text{в}} = \frac{3}{8} \cdot P_W \cdot H = \frac{3}{8} \cdot 0,7 \cdot 0,54 \cdot 5,16 = 0,73 \text{ кН/м,}$$

де H – відстань до центра ваги криволінійного торця будівлі

$$H = y_{\text{ц.в.}} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{108,52}{21} = 5,16 \text{ м,}$$

де $y_{ц.в.}$ – координата центра ваги сегмента; y_i – координата дуги арки; m_i – маса i -го сегмента; $n = 21$ – кількість точок.

Координати точок арки наведені в табл. 4.

Таблиця 4

Вісь	Координати, м										
x	0	1	2	3	5	7	10	15	20	25	30
y	0	0,79	1,59	2,29	3,69	4,88	6,45	8,49	9,89	10,69	11,0

При одночасній дії згаданих вище навантажень вводимо коефіцієнт сполучення $n = 0,9$, тоді повне горизонтальне розрахункове навантаження на зв'язкову ферму буде таким:

$$P_{зв} = 0,73 \cdot 0,9 + 0,39 \cdot 0,9 = 1,01 \text{ кН/м.}$$

Навантаження на вузол зв'язкової ферми

$$P_{зв}^{вуз} = 1,01 \cdot 6 = 6,06 \text{ кН.}$$

За розрахункову схему приймаємо розгортку горизонтальної зв'язкової ферми (рис. 77).

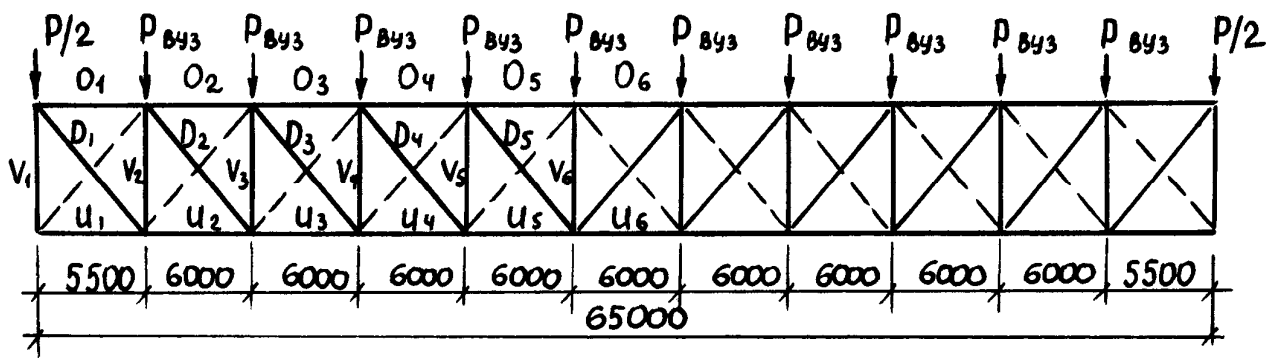


Рис. 77

Зусилля у зв'язковій фермі визначають за допомогою побудови діаграми Максвелла – Кремона, їх значення наведені в табл. 5.

Згинальний момент, який виникає внаслідок кривизни акри від стискаючої сили, визначають за формулою

$$M = O_e \cdot f_1 = 89,45 \cdot 0,097 = 8,68 \text{ кН·м,}$$

де O_e – максимальне зусилля в панелі арки; $f_1 = \frac{l^2}{8 \cdot r} = \frac{6^2}{8 \cdot 46,41} = 0,097 \text{ м}$ –

стрілка вигину в межах вільної довжини панелі зв'язкової ферми; $l = 6 \text{ м}$ – довжина панелі ферми; $r = 46,41 \text{ м}$ – радіус кривизни арки.

Для того, щоб такий згинальний момент зрівноважити, необхідне вертикальне навантаження

$$q = \frac{8 \cdot M}{l^2} = \frac{8 \cdot 8,68}{6^2} = 1,93 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 5

Елемент	Від одиночного навантаження	Від повного навантаження на вузол $P^{вуз} = 6,06 \text{ кН}$	Розрахункові зусилля, кН	
			+	–
Верхній пояс	-5,00	-30,3		
	-9,00	-54,54		
	-11,75	-71,21		
	-13,75	-83,33		
	-14,75	-89,38		
	-14,75	-89,38		-89,38
Нижній пояс	0	0		
	+5,0	+30,3		
	+9,0	+54,54		
	+11,75	+71,21		
	+13,75	+83,33		
	+14,75	+89,38	+89,38	
Стояки	-5,5	-33,33		-33,33
	-5,00	-30,3		
	-4,00	-24,24		
	-3,0	-18,18		
	-2	-12,12		
	-1,0	-6,06		
Решітка	+7,07	+42,85	+42,85	
	+5,66	+34,3		
	+3,89	+23,57		
	+2,89	+17,51		
	+1,42	+8,61		
	0	0		

Вертикальне навантаження від власної ваги покриття будівлі, яке притискує (перешкоджає вигину) пояс арки,

$$q = \frac{0,3 \cdot q_g}{2} = \frac{0,3 \cdot 12,99}{2} = 1,95 \text{ кН/м} > 1,93 \text{ кН/м},$$

тобто вигину арки від горизонтального навантаження не буде.

Конструкція кріплення зв'язкової ферми до арки наведена на рис. 78.

$$F_{номр} = \frac{42,85}{0,7 \cdot 21} = 2,92 \text{ см}^2,$$

де $m = 0,7$ – коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу нарізкою.

Звідси маємо потрібний діаметр розкоса

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,92}{3,14}} = 1,93 \text{ см.}$$

Приймаємо тяжі розкосів діаметром $d = 20$ мм.

Стиснутий пояс арки сприймає такі зусилля:

- від власної ваги $N_{в.в.} = 246,2$ кН;
- від снігового навантаження $N_{сн} = 208$ кН;
- від горизонтальних навантажень $N_{\epsilon} = O_6 = 89,38$ кН.

Повне зусилля стиску в арці з урахуванням коефіцієнта сполучення

$$N = (208 + 89,38) \cdot 0,9 + 246,2 = 513,84 \text{ кН.}$$

Це зусилля дещо більше від розрахункового, тому потрібна перевірка міцності арки на спільну дію усіх сил:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F} + \frac{M}{\xi \cdot W} = \frac{513,84}{3500} + \frac{585,8 \cdot 10^2}{0,698 \cdot 81666 \cdot 1,4} = \\ &= 0,1468 + 0,734 = 0,881 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,4 \text{ кН/см}^2, \\ \xi &= 1 - \frac{N}{F_{\delta p} \cdot \varphi \cdot R_c} = 1 - \frac{513,86}{0,347 \cdot 3500 \cdot 1,40} = 0,698, \end{aligned}$$

тобто умова міцності виконана, а місцевий вигин з площини дії вертикальних навантажень не враховуємо.

Розрахунок кріплення стояка й розкоса до арки

Максимальне зусилля у стояка $V = 33,33$ кН. Стояк кріпиться до арки за допомогою двох болтів, болти двозрізні.

Визначимо необхідну несучу здатність одного зріза болта

$$T_{\delta} = \frac{V}{n_{\delta} \cdot n_{зр}} = \frac{33,33}{2 \cdot 2} = 8,33 \text{ кН.}$$

де $n_{\delta} = 2$ – кількість болтів; $n_{зр} = 2$ – кількість зрізів болта.

Знайдемо діаметр болта, який задовольняє цьому значенню:

- за зім'яттям деревини стояка $T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 8,33$ кН

$$d = \frac{8,33}{0,5 \cdot 15} = 1,11 \text{ см;}$$

- за вигином болта $T_{\epsilon} = 2,5 \cdot d^2 = 8,33$ кН

$$d = \sqrt{\frac{8,33}{2,5}} = 1,83 \text{ см.}$$

Враховуючи ослаблення болта нарізкою і беручи більший діаметр з розрахунку на вигин, матимемо

$$d = \frac{1,83}{0,7} = 2,61 \text{ см.}$$

Приймаємо два болти діаметром $d = 28$ мм з відстанню між ними $S = 7d = 7 \cdot 28 = 196$ мм (тобто $S = 20$ см).

Розкоси (тяжі круглого поперечного перерізу) приєднуємо до фасонки зваркою з довжиною шва 7 см. Розрахункова довжина зварного шва

$$l_{ш} = 7 \text{ см} - 1 \text{ см} = 6 \text{ см},$$

де 1 см – це величина, на яку зменшується довжина шва через незварювання на початку і в кінці шва.

Висоту катета шва знаходимо за формулою

$$h_{ш} = \frac{D_1}{2 \cdot l_{ш} \cdot \beta \cdot R_y^{36}} = \frac{42,85}{2 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 15} = 0,476 \text{ см},$$

де $R_y^{36} = 15 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір кутового шва; $\beta = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи для зварювання круглих стержнів з штабовою сталлю вручну.

Приймаємо $h_{ш} = 5$ мм.

ДОДАТКИ

Таблиця 1 – Сортамент пиломатеріалів, який рекомендується для несучих дерев'яних конструкцій

Назва	Товщина, мм	Ширина, мм								
Дошки	16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
	19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
	25	75	100	125	150	175	200	225	-	-
	32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
Бруски	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	100	75	100	125	150	175	200	225	250	275
Бруси	125			125	150	175	-	-	-	-
	150				150	175	200	-	-	-
	175					175		225	-	-
	200						200	225	250	-
	225							225	250	-
	250								250	-

Таблиця 2 – Розміри клеєних елементів після фрезерування дощок з двох сторін

Ширина дошки, мм	125	150	175	200	225	250
Ширина клеєвої заготовки, мм	117	142	167	192	215	240
Товщина дошки, мм	16	19	25	32	40	50
Товщина клеєвої заготовки, мм	12	15	21	27	35	45

Таблиця 3 – Сортамент фанерних труб

Назва виробу	Внутрішній діаметр, мм	Товщина стінки, мм
Фанерні труби з ланками довжиною 1,4 – 1,5 м та з укрупненням до 5 – 7 м	50	6,5
	100	8
	150	11
	200	11
	250	13
	300	13

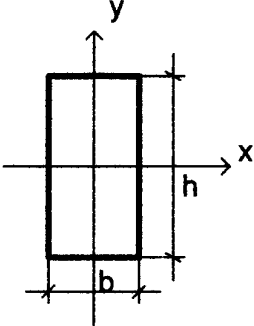
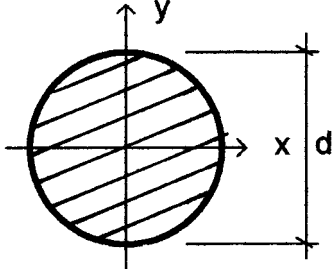
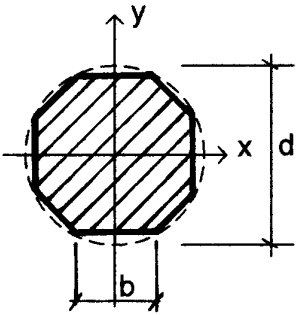
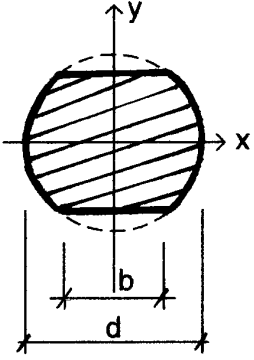
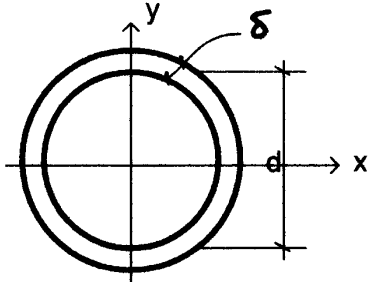
Таблиця 4 – Сортамент фанерних швелерів

Поперечний переріз профілю	Геометричні характеристики							
	номер профілю	h , мм	b , мм	δ , мм	F , см ²	z_0 , см	J_x , см ⁴	J_y , см ⁴
	10	100	60	10	20	2,0	253	62
	12	120	60	10	22	1,86	398	67
	12a	120	80	10	26	2,65	519	152
	14	140	80	10	24	1,65	584	71
	14a	140	80	10	28	2,5	753	169
	16	160	80	10	30	2,37	1040	171
	19	190	80	10	33	2,21	1579	182
	22	220	80	10	36	2,06	2259	191
	25	250	80	10	39	1,94	3096	199
	30	300	80	12	53	1,77	5863	252

Таблиця 5 – Розрахункові характеристики деревних пластиків, МПа

Назва і марка матеріалів	Розрахункові опори				Модулі	
	роз-тягу R_p	виги-ну R_σ	стиску R_c	сколю-ванню (зрізу) $R_{ск(зр)}$	пруж-ності E	зсуву G
Фанерні труби марки Ф-1: Ø 50 – 150 Ø 200 -300	25	20	25	-	8100	-
	25	15	25	-	7300	-
Фанерні профілі: уздовж волокон зовнішній шарів поперек волокон зовнішніх шарів	14	16	11,5	0,6(3,5)	11000	750
	5	-	5	0,8(5)	500	750

Таблиця 6 – Геометричні характеристики поперечних перерізів

Переріз	Площа F , см ²	Момент інерції J_x , см ⁴	Момент опору W_x , см ³	Статичний момент S_x , см ³	Радіус інерції r_x , см
	bh	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{bh^2}{8}$	$0,289h$
	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi d^3}{12}$	$\frac{d^3}{12,5}$	$\frac{d}{4}$
	$0,695 d^2$ $0,76 d^2$	$0,039 d^4$ $0,046 d^4$	$0,09 d^3$ $0,098 d^3$	$0,07 d^3$ $0,08 d^3$	$0,236 d$ $0,246 d$
	$0,74 d^2$ $0,77 d^2$	$0,039 d^4$ $0,046 d^4$	$0,09 d^3$ $0,098 d^3$	$0,07 d^3$ $0,08 d^3$	$0,231 d$ $0,244 d$
	$\pi d \cdot \delta$	$\frac{\pi d^3 \cdot \delta}{64}$	$\frac{\pi d^2 \cdot \delta}{32}$		$0,353 d$

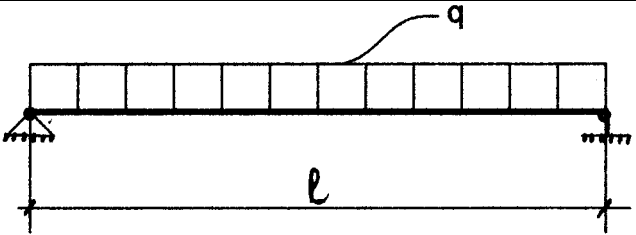
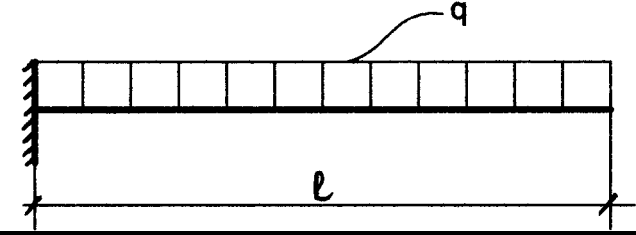
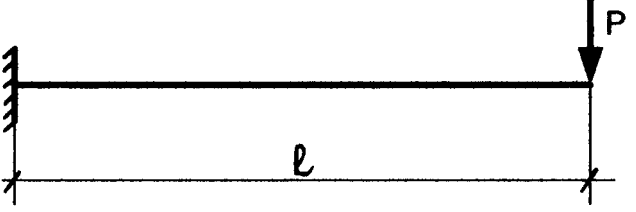
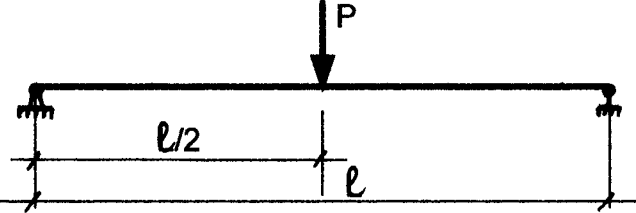
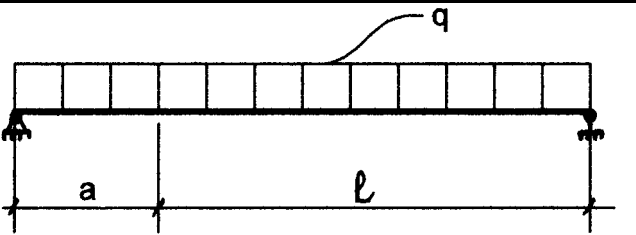
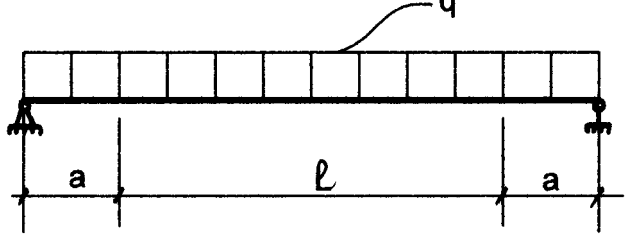
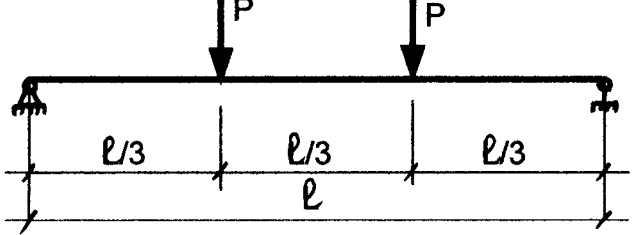
Таблиця 7 – Коефіцієнти поздовжнього вигину φ при гнучкості $\lambda > \lambda_1$

Матеріали	λ_1	φ
Деревина	70	$3000/\lambda^2$
Фанера будівельна	70	$2500/\lambda^2$
Фанерні профілі	60	$2150/\lambda^2$
Фанерні труби	70	$2390/\lambda^2$

При роботі елементів за межею пропорційності, коли гнучкість $\lambda \leq \lambda_1$:

- для деревини $\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$;
- для будівельної фанери $\varphi = 1 - \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$;
- для фанерних труб $\varphi = 1 - 1,046 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$;
- для фанерних профілей $\varphi = 1 - 1,12 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$.

Таблиця 8 – Максимальні величини згинальних моментів і вигинів

Схема	Згинальний момент M	Вигин f
	$\frac{ql^2}{8}$	$\frac{5}{384} \cdot \frac{q'' \cdot l^4}{EJ}$
	$-\frac{ql^2}{8}$	$\frac{q'' \cdot l^4}{8EJ}$
	$-P \cdot l$	$\frac{q'' \cdot l^3}{3EJ}$
	$\frac{P \cdot l}{4}$	$\frac{q'' \cdot l^3}{48EJ}$
	$\frac{q \cdot (l^2 - a^2)^2}{8l^2}$ $M_c = \frac{q'' a^2}{2}$	$\frac{5 \cdot q'' \cdot l^4}{384EJ} - \frac{q'' \cdot a^2 \cdot l^2}{31EJ}$ $\frac{q'' \cdot a \cdot [a^2(4l + 3a) - l^3]}{24EJ}$
	$\frac{1}{2} q \cdot \left(\frac{l^2}{4} - a^2 \right)$	$\frac{1}{384} \cdot \left(5 - 24 \frac{a^2}{l^2} \right) \cdot \frac{q'' \cdot l^4}{EJ}$
	$\frac{1}{3} P \cdot l$	$\frac{1}{28,2} \cdot \frac{P'' \cdot l^3}{EJ}$

Таблиця 9 – Розрахункові характеристики сосни, МПа

Напружений стан	Позначення	Розрахункові опори для сортів деревини		
		1	2	3
1. Вигин, стики і зім'яття уздовж волокон				
а) елементи прямокутного перерізу висотою до 50 см, крім зазначених у пунктах б і в	$R_{\sigma}, R_{\sigma m}, R_{\sigma im}$	14	13	8,5
б) елементи прямокутного перерізу шириною від 11 до 13 см при висоті перерізу від 11 до 50 см	$R_{\sigma}, R_{\sigma m}, R_{\sigma im}$	15	14	10
в) елементи прямокутного перерізу шириною більше 13 см при висоті перерізу більше 13 см до 50 см	$R_{\sigma}, R_{\sigma m}, R_{\sigma im}$	16	15	11
г) елементи з круглих лісоматеріалів без врізок у розрахунковому перерізі	$R_{\sigma}, R_{\sigma m}, R_{\sigma im}$	-	16	10
2. Розтяг уздовж волокон				
а) неклеєні елементи	R_p	10	7	-
б) клеєні елементи	R_p	12	9	-
3. Стиск і зім'яття по всій площі поперек волокон	$R_{\sigma 90}, R_{\sigma im 90}$	1,8	1,8	1,8
4. Зім'яття поперек волокон місцеве:				
а) в опорних частинах конструкції і лобових врубках	$R_{\sigma im 90}$	3	3	3
б) під шайбами при кутах зім'яття від 90^0 до 60^0	$R_{\sigma im 90}$	4	4	4
5. Сколювання уздовж волокон				
а) при вигині неклеєних елементів	$R_{\sigma k}$	1,8	1,6	1,6
б) при вигині клеєних елементів	$R_{\sigma k}$	1,6	1,5	1,5
в) у лобових врубках	$R_{\sigma k}$	2,4	2,1	2,1

Таблиця 10 – Коефіцієнти $K_f = f \cdot \left(\frac{B}{S}\right)$ розвантажувальної дії фронтонних арок (B – відстань між внутрішніми гранями фронтонних арок склепінь; S – довжина дуги склепінь)

B/S	1 і менше	1,5	2	2,5 і більше
K_ϕ	2	1,4	1,3	1

ВІДПОВІДІ

I. Матеріали конструкцій з дерева

- | | |
|--------------------------------------------------|--------------------------|
| 1) не більше 20% | 35) 6,5 м |
| 2) не більше 20% | 36) 250 мм |
| 3) не більше 12% | 37) зменшиться на 10% |
| 4) без обмежень | 38) фтористим натрієм |
| 5) 50 ⁰ С | 39) креозотом |
| 6) 35 ⁰ С | 40) ФСФ |
| 7) ФР-12 | 41) Бетанкур А.А. |
| 8) Карбамідні | 42) Кулібін І.П. |
| 9) Кількістю пороків | 43) з сосни |
| 10) А1, А2, Б2 при температурі 35 ⁰ С | 44) з сосни |
| 11) 17 см | 45) 0,67 |
| 12) 13 МПа | 46) 9000 МПа |
| 13) 16 МПа | 47) ФБС |
| 14) 9 МПа | 48) пряма пропорційність |
| 15) 16,9 МПа | 49) не зміниться |
| 16) 13,2 МПа | 50) збільшиться |
| 17) не зміниться | 51) зменшиться |
| 18) Зменшиться на 5% | 52) 79,2 МПа |
| 19) збільшиться на 15% | 53) 280 см ² |
| 20) фенольно-резорциновий | 54) 13,95 МПа |
| 21) фенольно-формальдегідний | 55) 12 МПа |
| 22) деревностружкові плити | 56) 15,84 МПа |
| 23) фібролит | 57) 1,96 кН |
| 24) деревношаровий пластик | 58) 141,3 кН |
| 25) бакелізована фанера | 59) 400 см ² |
| 26) збільшиться в 1,2 раза у порівнянні з сосною | 60) 320 см ² |
| 27) не має значення | |
| 28) 12% | |
| 29) 20 ⁰ С | |
| 30) 1,78; 1,77 | |
| 31) 2; 2,14 | |
| 32) 2 | |
| 33) при розтягу | |
| 34) при розтягу | |

II. З'єднання

- | | |
|------------------------------|--------------------|
| 1) клейове | 36) 0,71 кН |
| 1) 7 d | 37) 0,23 кН |
| 3) 5 d | 38) 92 шт |
| 4) 6 d | 39) 16 шт |
| 5) 4 d | 40) 11 шт |
| 6) 3,5 d | 41) 11 см |
| 7) 3 d | 42) 19 см |
| 8) 3 d | 43) 12,5 x 12,5 см |
| 9) 2,5 d | 44) 30 шт |
| 10) 3 d | 45) 28 шт |
| 11) 2,5 d | 46) 34 шт |
| 12) дорівнює діаметру нагеля | 47) 27 шт |
| 13) 10 шт | 48) 17 шт |
| 14) 175 мм | 49) 6,2 кН |
| 15) 18 шт | 50) 74,5 кН |
| 16) 150 мм | 51) 44,2 кН |
| 17) 14 шт | 52). 24 шт |
| 18). 100 мм | 53) 448 кН |
| 19). 36 кН | 54). 8 шт |
| 20) 51,2 кН | 55) 5 шт |
| 21). 20,43 кН | 56). 14 шт |
| 22) 12,8 кН | 57) 10 шт |
| 23) 57,6 кН | 58). 30 шт |
| 24) 44,8 кН | |
| 25). 25,54 кН | |
| 26) 22,84 | |
| 27) не більше 4 мм | |
| 28). 0,56 кН | |
| 29) 1,35 кН | |
| 30). 26,6 кН | |
| 31) 15 d | |
| 32) 25 d | |
| 33). 6 шт | |
| 34) 9 шт | |
| 35) 0,28 Кн | |

III. Балки й прогони

- | | | |
|---------------------------|----------------------------|-------------------------------------|
| 1) 4560 см ³ | 36) 7,145 кН·м | 71) 6,6 МПа |
| 2) 79700 см ⁴ | 37) 6 дощок | 72) 7,6 МПа |
| 3) 11,0 МПа | 38) 8 дощок | 73) 0,968 |
| 4) 20 шт | 39) 6250 см ³ | 74) 0,851 |
| 5) 4 см | 40) 21333 см ³ | 75) 4,5 см |
| 6) 12 х 56 мм | 41) 0,147 МПа | 76) 42,9 см |
| 7) 12% | 42) 0,148 МПа | 77) 112 см |
| 8) 8,7 кН | 43) 706440 см ⁴ | 78) 63 см |
| 9) 1275 см ³ | 44) 17661 см ³ | 79) 58 см |
| 10) 14650 см ⁴ | 45) 5854 см ³ | 80) 1,2 см |
| 11) 7,8 МПа | 46) 5,04 МПа | 81) 1,3 см |
| 12) 85400 см ⁴ | 47) 0,69 МПа | 82) 6,4 МПа |
| 13) 4800 см ³ | 48) 1/8 – 1/12 | 83) 39,6 см |
| 14) 7,9 МПа | 49) 12 МПа | 84) 3,44 м |
| 15) 10 х 15 см | 50) Дерев'ягін В.С. | 85) 2,95 см |
| 16) 2 дошки 32 х 150 мм | 51) 2,77 см | 86) 0,15 МПа |
| 17) 15,7 МПа | 52) 7,1 МПа | 87) 0,22 МПа |
| 18) 8,6 МПа | 53) 0,1465 l | 88) 52,5 см |
| 19) 10,9 МПа | 54) 0,2111 l | 89) 56 см |
| 20) 21,43 МПа | 55) 5 | 90) 52,5 см |
| 21) 2,46 см | 56) 2,5 | 91) $\frac{f}{l_k} = \frac{1}{157}$ |
| 22) точки 1 і 3 | 57) 125 х 175 мм | |
| 23) 15,6 МПа | 58) 3,2 см | |
| 24) 10,8 МПа | 59) 20 см | |
| 25) 31,2 МПа | 60) 1,7 МПа | |
| 26) 16,4 кН·м | 61) 10,4 МПа | |
| 27) 15 кН·м | 62) 11,8 МПа | |
| 28) 22 см | 63) 14,2 МПа | |
| 29) 18 см | 64) 1,7 МПа | |
| 30) 22 см | 65) 36% | |
| 31) 20 см | 66) 10,4 МПа | |
| 32) 15 х 20 см | 67) 12,4% | |
| 33) 6,38 кН·м | 68) у другому; 5,5 МПа | |
| 34) 15 кН·м | 69) 4,5 МПа | |
| 35) 12,56 кН·м | 70) 5,5 МПа | |

IV. Стояки

1) $\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$

2) 1

3) 21 см

4) 120

5) 167 кН

6) 226 см²

7) 143 см²

8) 10,3 МПа

9) 7,83 МПа

10) 235,5 кН

11) 327 кН

12) 458,07 кН

13) не зміниться

14) зменшиться на 30%

15) 21 см

16) 18 x 1,8 см

17) 27 см

18) 113,35 кН

19) 742,56 кН

20) 158,96 кН

21) 678,57

22) зменшиться на 6,67%

23) 6 шт

24) 154,4 кН

25) 196,78 кН

26) 236,14 кН

27) 578,27 кН

28) $\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{розр}} \leq R_c$

29) $\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M_g}{W} \leq R_c$

30) 14,35 МПа

31) 10,13 МПа

32) 10,13 МПа

33) 3,097 кН

34) 10,27 МПа

35) 11,6 МПа

36) 15,47 кН

37) 14 мм

38) 15 шт

39) 14,5 МПа

40) 87,4

41) 112,6

42) 109 кН

43) 33,5 кН

44) 58,5

45) 32 кН

46) 57 кН

47) 140 кН

48) 20 см

49) 15 см

50) 10 x 10 см

51) 51

52) 12,3 МПа

V. Ферми, арки, рами

- | | |
|-----------------------------------------------|----------------------------|
| 1) 1705 Па | 26) 3,53 см ² |
| 2) 7,43 МПа | 27) 11,22 МПа |
| 3) 81,63 см ² | 28) 32 шт |
| 4) 10,95 МПа | 29) 6 шт |
| 5) 12,22 МПа | 30) 5,32 МПа |
| 6) 14 см | 31) 130,82 см ² |
| 7) 29 см | 32) 3,03 кН |
| 8) 20 см | 33) 7,8 кН |
| 9) 2 бруси 10 x 20 см | 34) 20 мм |
| 10) 10 x 15 см | 35) 18 см |
| 11) 16 см | 36) 2,7 см |
| 12) 15 см | 37) 3,3 см |
| 13) 50 см | 38) 12 шт |
| 14) 50 см | 39) 2,4 см |
| 15) 76 см | 40) 34 см |
| 16) 100 см | 41) 7,6 МПа |
| 17) 14 см | 42) 49 МПа |
| 18) 14 см | 43) 1,68 м |
| 19) $\pi S / 2 \cdot \sqrt{\pi^2 - \alpha^2}$ | 44) 9 МПа |
| 20) 0,58 S | 45) 4,7 МПа |
| 21) 45 кН | 46) 49 см |
| 22) 10 см | 47) 15 x 15 см |
| 23) 10 см | 48) 17,4 МПа |
| 24) 0,35 S | 49) 49,5 см |
| 25) 15 см | 50) 747,69 кН |

VI. Панелі

- 1) 2,3 МПа
- 2) 3,2 МПа
- 3) 4,5 МПа
- 4) 0,081 МПа
- 5) $\frac{f}{l} = \frac{1}{278}$
- 6) 6 мм
- 7) 150 мм
- 8) розтягнуту обшивку
- 9) стиснуту обшивку
- 10) нулю
- 11) дотичні напруження
- 12) $ql^2 / bt \cdot (h + t)$
- 13) 20 кг/м³
- 14) від 200 до 600 Н/м³
- 15) 40 кг/см²
- 16) ППУ
- 17) панель отримає вигин у бік зовнішньої обшивки
- 18) фенольні
- 19) для панелей з металевими обшивками
- 20) для панелей з азбестоцементними обшивками
- 21) до тимчасових тривалих
- 22) до 20 м
- 23) до 30 м
- 24) 6 м
- 25) 7,1 м

VII. Просторові конструкції

- | | |
|------------------|----------------------------------------------------------------|
| 1) 2 | 18) 3 шт. |
| 2) 64 кН | 19) 1,8 МПа |
| 3) 150 | 20) 20 шт. |
| 4) 12 см | 21) Настил сприймає сили зсуву від несиметричного навантаження |
| 5) 20 шт. | |
| 6) 30 кН | 22) Тому, що має місце закон парності дотичних напружень |
| 7) 14 мм | |
| 8) 36 мм | 23) 1750 Н |
| 9) 40 х 40 см | 24) 112,5 кН |
| 10) 20 кН/м | 25) Збільшиться у 4 рази |
| 11) 4 шт. | 26) Збільшиться у 2 рази |
| 12) 15 м | 27) Мельников П.П. |
| 13) 18 м | 28) Шухов В.Г. |
| 14) 15 м | 29) Вага однакова |
| 15) немає стиску | 30) першого купола |
| 16) 0,8 МПа | 31) Зменшення радіуса |
| 17) 0,8 МПа | |

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП II 25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, 1990. - 65 с.
2. СНиП II 23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, 1990. - 96 с.
3. ГОСТ 2242-76. Швеллеры фанерные. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1977.
4. ГОСТ 7017-76. Трубы и муфты фанерные. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1977.
5. Попельнух В.М., Лугченко О.І. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева та пластичних мас». – Х.: ХНАМГ, 2005. – 104 с.

ЗМІСТ

Програма дисципліни „Проектування дерев’яних конструкцій ”	3
Розділ I. Матеріали конструкцій з дерева	5
Розділ II. З’єднання	8
Розділ III. Балки і прогони	14
Розділ IV. Стояки	60
Розділ V. Ферми, арки, рами	69
Розділ VI. Панелі	77
Розділ VII. Просторові конструкції	80
Приклади розрахунку зв’язок жорсткості	89
Додатки	97
Відповіді	104
Список літератури	111

Навчальне видання

Контрольні питання та головні задачі курсу
„Проектування дерев’яних конструкцій”

(Практикум для вирішення задач для студентів
будівельних спеціальностей)

Автори: ВІКТОР МИКОЛАЙОВИЧ ПОПЕЛЬНУХ,
ОЛЕНА ІВАНІВНА ЛУГЧЕНКО

Редактор: М.З.Аляб’єв

План 2009, поз. 1М

Підп. до друку 16.10.2009	Формат 60x84 1/16.	Папір офісний.
Друк на ризографі.	Умовн.-друк. арк. 6,0	Тираж 50 прим.
Замовл. №		

Харківська національна академія міського господарства
61002, м. Харків, вул. Революції, 12

Сектор оперативної поліграфії ЦНІТ ХНАМГ
61002, м. Харків, вул. Революції, 12